



TUGAS AKHIR RC09-1380

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI PILAR
JEMBATAN *CABLE STAYED* di LEMAH IRENG,
SEMARANG**

AHMAD HAIDZIR

NRP. 3112 105 044

Dosen Pembimbing :

Dr. Ir. DJOKO UNTUNG

Ir. SUWARNO, M Eng

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2015



FINAL PROJECT RC09-1380

**PLANNING OF ABUTMENT AND CABLE STAYED
BRIDGE PIER FOUNDATION at LEMAH IRENG,
SEMARANG**

AHMAD HAIDZIR

NRP. 3112 105 044

Lecturer :

Dr. Ir. DJOKO UNTUNG

Ir. SUWARNO, M Eng

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT

Faculty of Civil Engineering and Planning

Ten November Institute of Technology

Surabaya 2015

LEMBAR PENGESAHAN

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN
PONDASI PILAR JEMBATAN *CABLE
STAYED* di LEMAH IRENG, SEMARANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

AHMAD HAIDZIR

NIP 3112 105 044

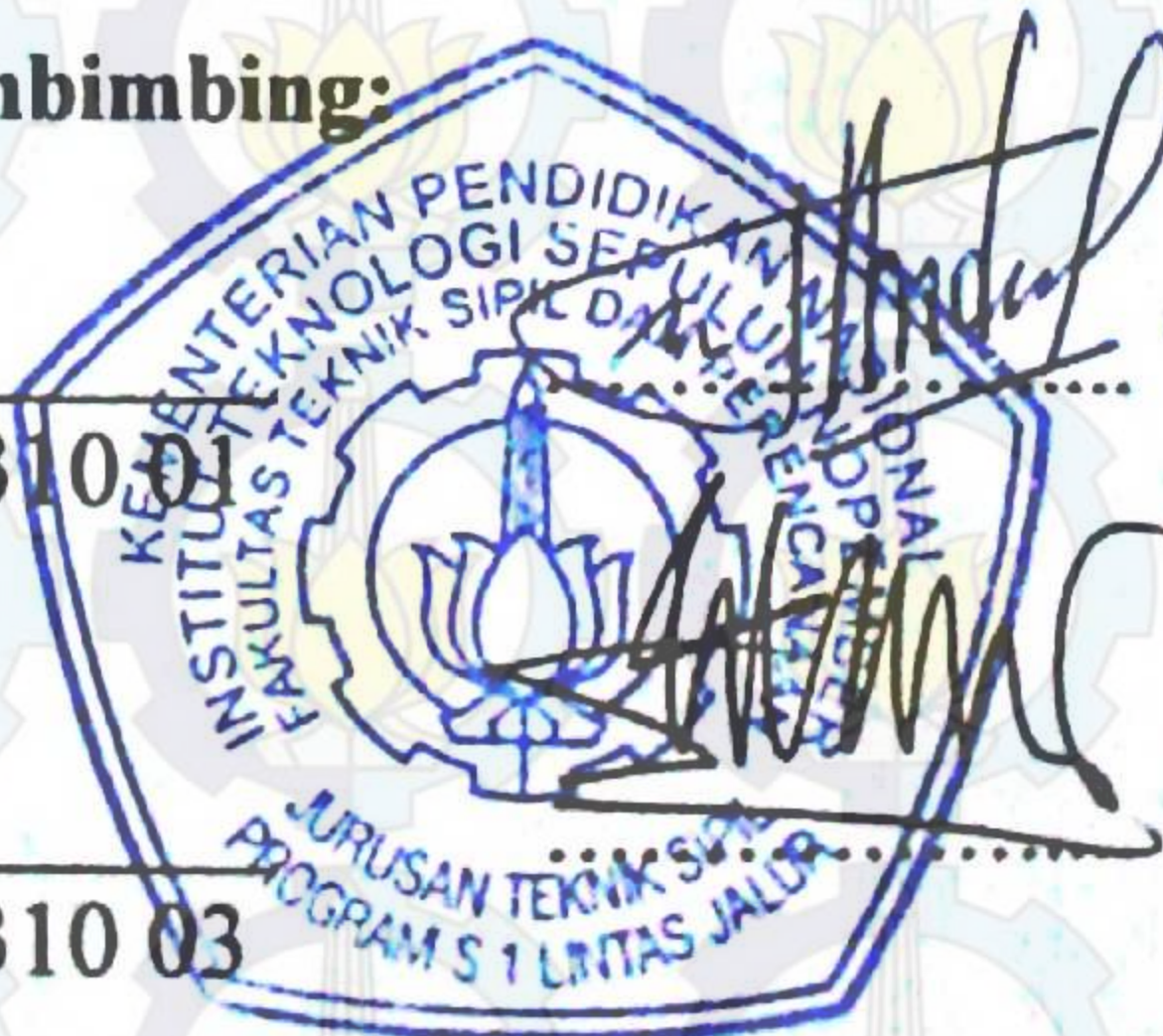
Disetujui oleh Dosen Pembimbing:

Dr. Ir. DJOKO UNTUNG

NIP: 1950 0130 1976 0310 01

Ir. SUWARNO M.Eng

NIP: 1959 0927 1986 0310 03



PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI PILAR JEMBATAN CABLE STAYED di LEMAH IRENG, SEMARANG

Nama Mahasiswa : Ahmad Haidzir
NRP : 3112105044
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Djoko Untung, Ir.Dr
2. Suwarno, Ir.M Eng.

Abstrak

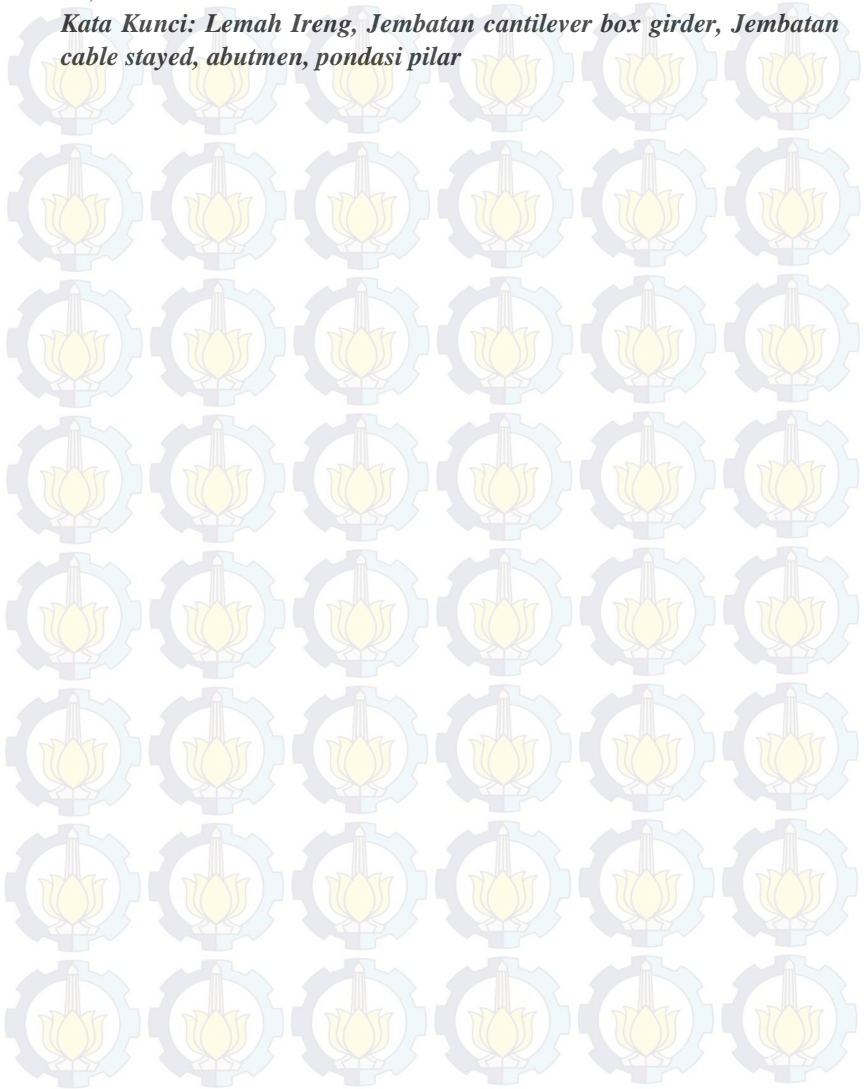
Jembatan Lemah Ireng 1 terletak pada ruas Jalan Tol Semarang – Solo Tahap I Ruas Ungaran – Bawen Paket V Tinalun – Lemah Ireng. Jembatan ini dibangun karena adanya jurang yang dalam pada Desa Lemah Ireng, sehingga diperlukan jembatan ini sebagai bagian dari jalan tol tersebut. Metode pelaksanaan yang digunakan adalah *balance cantilever* dengan box girder cor ditempat (*cast in place*). Namun pada kesempatan ini akan dicoba mendesain ulang jembatan *balance cantilever* menjadi *cable stayed bridge*, dengan berubahnya struktur atas maka desain dari struktur bawah pun ikut berubah karena beban-beban yang akan disalurkan pada struktur pondasipun turut berubah seiring dengan perubahan dari struktur atas.

Dalam Tugas Akhir ini akan didesain kembali pondasi dan abutment pada jembatan akibat dari perubahan desain struktur atas yang terjadi sehingga dapat memenuhi mulai dari daya dukung vertikal, momen, lateral, dan lainnya yang akan bekerja pada struktur di bawahnya. Setelah diperhitungkan pada posisi abutmen A dan abutmen B membutuhkan 5 buah tiang pondasi bored pile berdimensi diameter silinder (D_s)= 1,70m dan diameter bell (D_b)= 2,75m serta jarak antar pile sebesar 5,50m sampai kedalaman 15,00m untuk mencapai daya dukung vertikal pile maksimum sebesar 463,12Ton dan daya dukung lateral tiap tiang sebesar 85,42Ton.

Pada posisi pilar A dan B membutuhkan 10 buah tiang dengan pemasangan 5x2 buah tiang dengan D_s = 1,70m D_b =2,50m dengan kedalaman 34,00m untuk memenuhi daya dukung vertikal sebesar 661,99Ton dan daya dukung lateral sebesar 83,81Ton setiap tiang. Pada pilar C membutuhkan 60 buah tiang bored pile dengan D_s = 1,70m dan D_b = 2,75m sedalam 66,00m untuk memenuhi kebutuhan daya dukung

vertikal sebesar 896,68Ton dan daya dukung horizontal sebesar 64,97Ton.

Kata Kunci: Lemah Ireng, Jembatan cantilever box girder, Jembatan cable stayed, abutmen, pondasi pilar



PLANNING OF ABUTMENT AND CABLE STAYED BRIDGE PIER FOUNDATION at LEMAH IRENG, SEMARANG

Student Name : Ahmad Haidzir
NRP : 3112105044
Departement : Teknik Sipil FTSP-ITS
Lecturer : 1. Djoko Untung, Ir.Dr
2. Suwarno, Ir.M Eng.

Abstrak

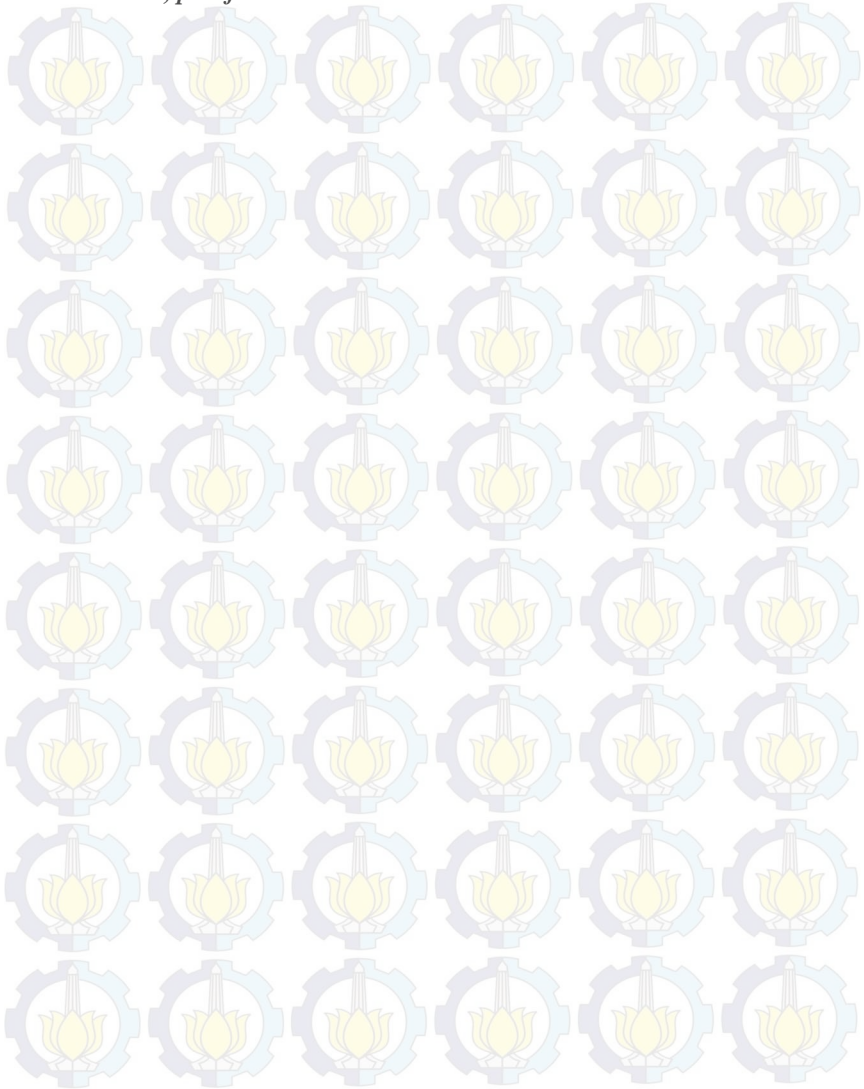
Lemah Ireng bridge 1 is located on the toll road Semarang - Solo Phase I section Ungaran - Bawen Package V Tinalun - Lemah Ireng. The bridge was built because of a deep ravine in the village of Lemah Ireng, so we need this bridge as part of the toll road. The method used is the implementation of the balance cantilever box girder with cast in place (cast in place). However on this occasion will try to redesign the balance cantilever bridge into cable stayed bridge, when the upper structure changed, the design of foundation and abutment also will change because of the reaction from the upper structure is different from the old design.

Dalam Tugas Akhir ini akan didesain kembali pondasi dan abutment pada jembatan akibat dari perubahan desain struktur atas yang terjadi sehingga dapat memenuhi mulai dari daya dukung vertikal

On this Final Project it will redesign the foundation and abutment of the bridge because of the transformation of upper structure so it could support from vertical bearing capacity, torque, lateral, and others who will work on the underlying structures. After analized the abutment position A and B abutments need 5 pieces of bored pile foundation with cylinder diameter (D_s)=1,70m & bell diameter (D_b)=2.75m and the distance between piles of 5.5 m to a depth of 15,00m to reach the maximum pile vertical bearing capacity of 463.12Ton and the lateral bearing capacity of each pole of 85.42Ton.

In position Pillar A and Pillar B requires 10 pieces of 5x2 pile with D_s = 1,70m D_b = 2,50m and depth of 34,00m to meet the vertical bearing capacity of 661,99Ton and lateral bearing capacity of 83.81Ton each pole. In the Pillar C requires 60 pole bored pile with D_s = 1.70m and D_b = 2.75m deep as 66,00m to meet the needs of vertical bearing capacity of 896,68Ton and horizontal bearing capacity of 64,97Ton.

Keywords: *Lemah Ireng, cantilever bridge, cable stayed bridge, abutment, pier foundation*



Kata Pengantar

Segala puji dan syukur bagi Tuhan Yang Maha Esa atas limpahan petunjuk dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Barang siapa yang diberi petunjuk oleh Allah maka kita tidak akan tersesat dan barang siapa yang disesatkan maka kita pun tidak akan mendapatkan petunjuk itu.

Tugas Akhir ini membahas “Perencanaan Abutmen dan Pondasi Pilar Jembatan Cable Stayed di Lemah Ireng, Semarang” dalam Tugas akhir ini direncanakan 2 buah abutment dan kontrol stabilitasnya serta perencanaan pondasi pilar penyangga konstruksi jembatan beton *Cantilever* dan jembatan baja *Cable Stayed*, juga pondasi pilar utama dari jembatan baja *Cable Stayed*.

Pada akhir kata, penulis ingin mengucapkan banyak terima kasih dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini kepada:

1. Dr. Ir. Djoko Untung, selaku dosen pembimbing 1.
2. Ir. Suwarno, M Eng, selaku dosen pembimbing 2.
3. Bapak Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D selaku dosen wali.
4. Bapak Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D, MS selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
5. Bapak dan ibu dosen serta staff pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
6. Rekan-rekan sesama mahasiswa dan semua pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir.

Akhir kata, semoga Allah SWT senantiasa menjadikan Tugas Akhir ini sebagai amalan yang ikhlas mengharap kemuliaan ridlo-Nya dan memberikan manfaat serta kontribusi yang berarti kepada rekan-rekan.

Surabaya, Januari 2015

(Penulis)

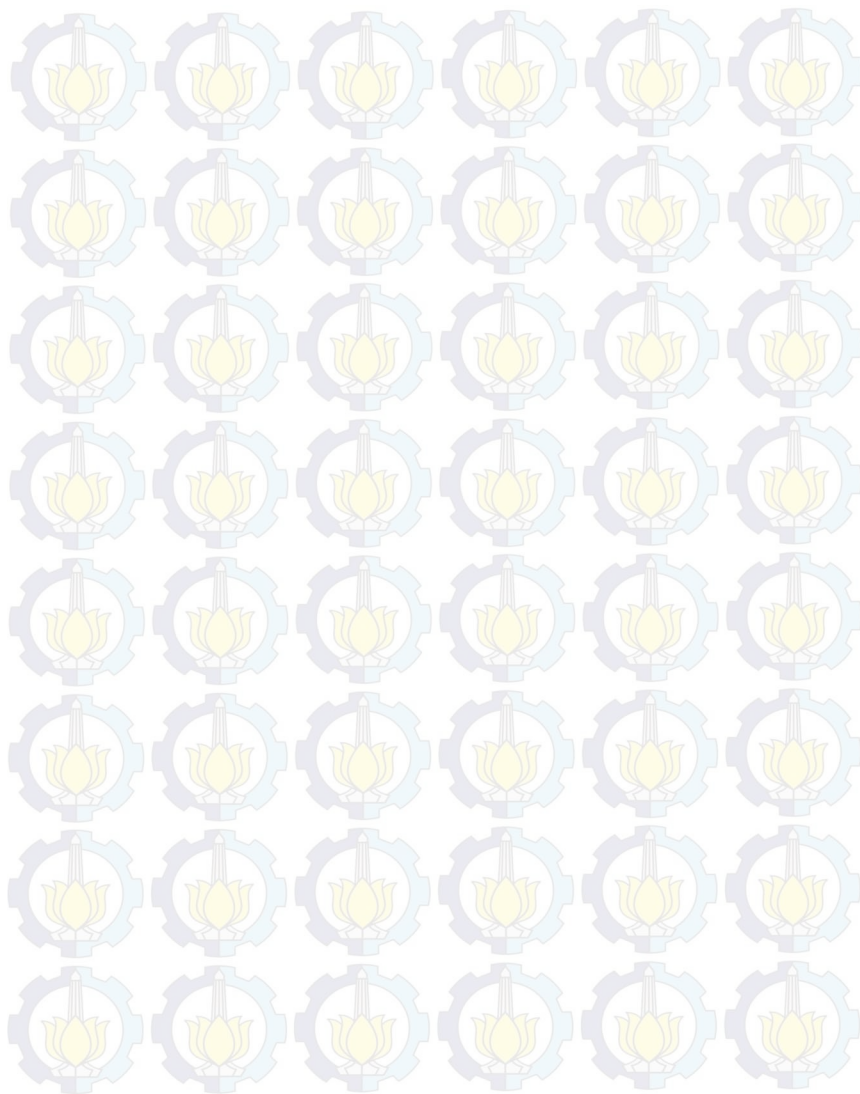
DAFTAR ISI

Abstrak.....	i
Kata Pengantar.....	v
Daftar isi.....	vii
Daftar gambar	xi
Daftar tabel	xv
Bab I Pendahuluan.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Permasalahan	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
Bab II Tinjauan Pustaka	5
2.1 Struktur Bawah	5
2.2 Abutmen.....	5
2.2.1 Kriteria Perencanaan Abutmen	5
2.2.2 Gaya-Gaya Pada Abutment.....	6
2.2.3 Daya Dukung Tanah Dasar Pondasi	7
2.2.4 Penurunan Pondasi Dangkal	8
2.2.5 Perhitungan Stabilitas Abutmen.....	9
2.2.6 Penulangan Abutmen	11
2.3 Pondasi	12
2.3.1 Pondasi Dalam	13
2.3.2 Penggolongan Pondasi Tiang.....	14
2.3.3 Pondasi <i>Bore pile</i>	15
2.3.4 Perencanaan Tiang Bor	18
2.3.4.1 Daya Dukung Tiang Berdiri Sendiri	19
2.3.4.2 Daya Dukung Tarik Pondasi Tiang Bor.....	23
2.3.4.3 Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang Bor..	26
2.3.4.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok.....	31

2.3.4.5 Efisiensi Tiang Kelompok	32
2.3.4.6 Perhitungan Kebutuhan Tiang Miring	33
2.3.4.7 Dimensi Dan Penulangan <i>Pile Cap</i>	34
2.3.4.9 Perencanaan Desain Tulangan Pondasi <i>Bore Pile</i>	36
2.3.5 Koreksi <i>Sand Penetration Test</i> (SPT)	38
2.4 Pembebanan Pada Struktur Bawah	40
Bab III Metodologi	43
3.1 Umum	43
3.2 Lokasi Perencanaan	43
3.3 Diagram Alir	44
3.4 Pengumpulan Data	48
3.4.1 Data Umum Jembatan	48
3.4.2 Data Tanah	49
3.4.3 Gambar Bangunan	50
3.5 Studi Literatur	51
3.6 Perhitungan Beban Struktur Atas	51
3.7 Analisa Desain Abutmen	51
3.8 Pengecekan Desain Abutmen	52
3.9 Perencanaan Pondasi Dalam Tiang Bor	52
3.10 Kesimpulan	52
Bab IV Perencanaan Abutmen	53
4.1 Umum	53
4.2 Perencanaan Abutmen A	53
4.2.1 Pembebanan Struktur Atas	53
4.2.2 Pemodelan Jembatan	60
4.2.3 Pembebanan Abutmen A	62
4.2.4 Stabilitas Struktur Abutmen A	70
4.2.5 Penulangan Struktur Abutmen A	81
4.3 Perencanaan Abutmen B	94
4.3.1 Pemodelan Jembatan	94
4.3.2 Pembebanan Abutmen	95

4.3.3 Stabilitas Struktur Abutmen	103
4.3.4 Penulangan Struktur Abutmen	114
Bab V Perencanaan Pondasi Pilar Cable Stayed	127
5.1 Umum	127
5.2 Perencanaan Pondasi Pilar A	127
5.2.1 Pemodelan Struktur Pilar A.....	130
5.2.2 Penulangan Struktur Pilar A.....	132
5.2.3 Reaksi Perletakan Pilar A.....	143
5.2.4 Kontrol Pile Cap Pilar A.....	147
5.2.5 Kontrol Bored Pile	151
5.3 Perencanaan Pondasi Pilar B.....	155
5.3.1 Pemodelan Struktur Pilar.....	158
5.3.2 Penulangan Struktur Pilar.....	161
5.3.3 Reaksi Perletakan Pilar B	171
5.3.4 Desain Pile Cap Pilar B	175
5.3.5 Kontrol Bored Pile	178
5.4 Perencanaan Pondasi Pilar C.....	182
5.4.1 Pondasi Pilar C.....	183
5.4.2 Desain Pile Cap	185
5.4.3 Kontrol Bored Pile	188
Bab VI Kesimpulan dan Saran	195
6.1 Kesimpulan	195
6.2 Saran	195
Daftar Pustaka	197
Lampiran	199

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Gaya-gaya pada abutment	6
Gambar 2.2 Nilai β_0 & β_1	9
Gambar 2.3 Macam-macam tipe pondasi	14
Gambar 2.4 Jenis-jenis bored pile	16
Gambar 2.5 Macam-macam aplikasi tiang bor.....	18
Gambar 2.6 Grafik daya dukung batas bored pile pada tanah pasir (Sumber: Reese & Wright)	20
Gambar 2.7 Tahanan selimut ultimit VS NSPT (Sumber: Wright 1977).....	21
Gambar 2.8 N_q berdasarkan sudut geser dalam	22
Gambar 2.9 Kapasitas tiang menahan gaya tarik (Sumber: Das, 1990).....	24
Gambar 2.10 Korelasi nilai f_u , K_{uc} , Variasi nilai δ/ϕ dan $(L/D)_{cr}$ (Sumber: Das, 1990)	25
Gambar 2.11 (a)Gaya lateral pada tiang pondasi, (b)Gaya tahan tanah akibat beban lateral, (c)Defleksi, putaran sudut, momen, geser dan tekanan aktif tanah akibat beban lateral	26
Gambar 2.12 Koefisien defleksi (C_y) pada tiang kepala terjepit (Sumber: Reese & Matlock, 1956) ...	31
Gambar 3.1 Lokasi jembatan Lemah Ireng	43
Gambar 3.2 Diagram alir pengerjaan TA	45
Gambar 3.3 Contoh data N-spt	49
Gambar 3.4 Desain eksisting Jembatan Lemah Ireng	50
Gambar 3.5 Redesain jembatan menjadi <i>Cable Stayed</i>	50
Gambar 4.1 Perencanaan Abutment A & B	53
Gambar 4.2 Potongan melintang struktur atas jembatan....	53
Gambar 4.3 Notasi dimensi box girder	54
Gambar 4.4 Penentuan daerah perhitungan luasan.....	55
Gambar 4.5 Dimensi pembatas badan jalan	56
Gambar 4.6 Tabel 11 pada SNI T-02-2005	58

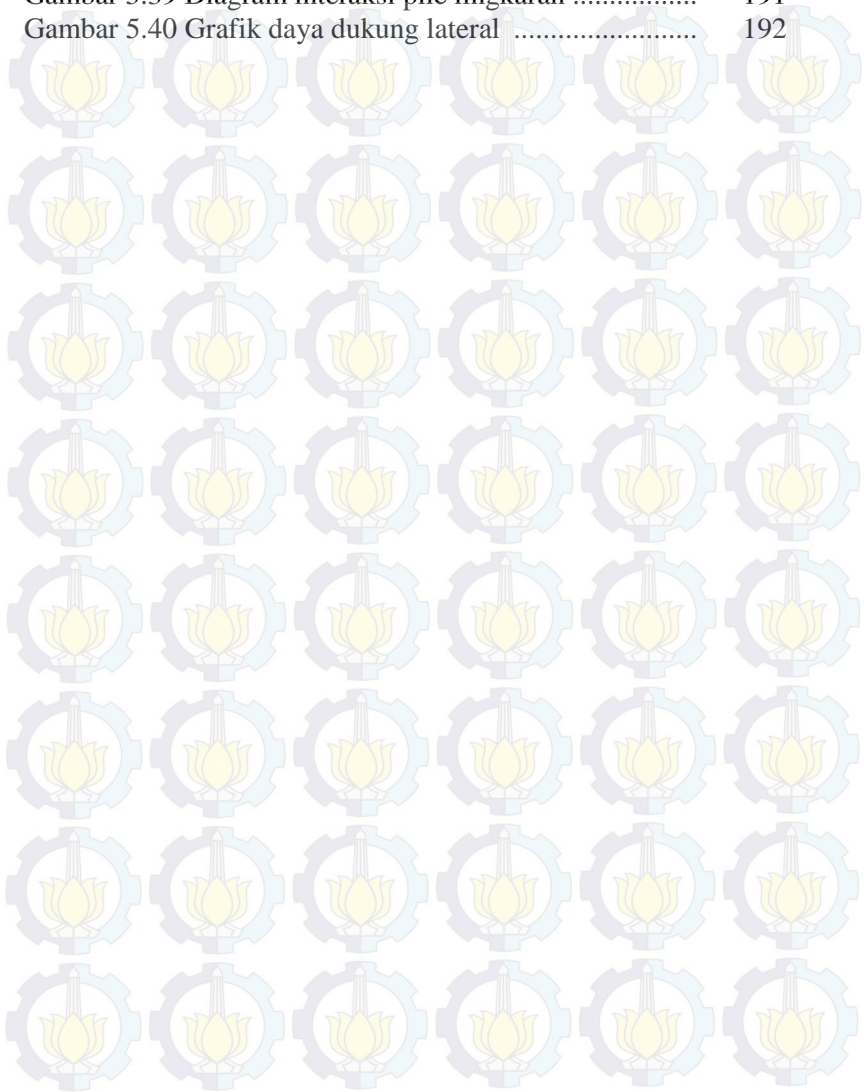
Gambar 4.7 Pembebanan UDL pada badan tol	58
Gambar 4.8 Gaya rem per lajur	60
Gambar 4.9 Pemodelan jembatan cantilever	61
Gambar 4.10 Posisi perletakan pada jembatan cantilever	61
Gambar 4.11 Arah gaya-gaya pada pemodelan	61
Gambar 4.12 Rencana desain abutment A	63
Gambar 4.13 Pembebanan oleh abutment	66
Gambar 4.14 Diagram tekanan abutment	68
Gambar 4.15 Diagram tekanan tanah dan abutment	70
Gambar 4.16 Pola pemasangan pondasi tiang	75
Gambar 4.17 Diagram interaksi pile lingkaran	79
Gambar 4.18 Grafik daya dukung lateral tiang	80
Gambar 4.19 Pembagian segment penulangan	82
Gambar 4.20 Beban-beban yang akan-	82
Gambar 4.21 Beban-beban yang akan-	84
Gambar 4.22 Beban-beban yang akan-	86
Gambar 4.23 Beban-beban yang akan-	89
Gambar 4.24 Beban-beban yang akan-	91
Gambar 4.25 Posisi perletakan	94
Gambar 4.26 Rencana desain abutment B	95
Gambar 4.27 Pembebanan oleh abutment	99
Gambar 4.28 Diagram tekanan beban abutment	100
Gambar 4.29 Diagram tekanan tanah dan abutment	103
Gambar 4.30 Pola pemasangan pondasi tiang	108
Gambar 4.31 Diagram interaksi pile lingkaran	112
Gambar 4.32 Grafik daya dukung lateral	113
Gambar 4.33 Pembagian segment penulangan	114
Gambar 4.34 Beban-beban yang akan menimbulkan	114
Gambar 4.35 Beban-beban yang akan menimbulkan	116
Gambar 4.36 Beban-beban yang akan menimbulkan	118
Gambar 4.37 Beban-beban yang akan menimbulkan	120
Gambar 4.38 Beban-beban yang akan menimbulkan	123
Gambar 5.1 Perencanaan pondasi pilar A, B, dan C	127
Gambar 5.2 Pemodelan jembatan cantilever	128

Gambar 5.3 Posisi perletakan	128
Gambar 5.4 Arah gaya-gaya dalam pemodelan	128
Gambar 5.5 Potongan memanjang bentang jembatan	129
Gambar 5.6 Pilar A tampak arah memanjang	130
Gambar 5.7 Pilar A tampak arah melintang	131
Gambar 5.8 Pemodelan tampak arah melintang	131
Gambar 5.9 Hasil momen M_x pada pilar didapatkan	132
Gambar 5.10 Hasil defleksi yang didapat	132
Gambar 5.11 Perhitungan penulangan akan dibagi	133
Gambar 5.12 Beban-beban yang aan menimbulkan	133
Gambar 5.13 Beban-beban yang aan menimbulkan	139
Gambar 5.14 Beban-beban yang aan menimbulkan	141
Gambar 5.15 Pola pemasangan kelompok tiang	145
Gambar 5.16 Rencana pemasanhan pondasi tiang	147
Gambar 5.17 Momen terhadap sb y pada pile cap	149
Gambar 5.18 Diagram interaksi pile	153
Gambar 5.19 Grafik daya dukung lateral pada tiang	154
Gambar 5.20 Potongan memanjang bentang	157
Gambar 5.21 Pilar B tampak arah memanjang	158
Gambar 5.22 Pilar B tampak arah melintang	159
Gambar 5.23 Pemodelan tampak arah melintang	159
Gambar 5.24 Hasil momen M_x pada pilar	160
Gambar 5.25 Hasil defleksi yang didapat dari	160
Gambar 5.26 Perhitungan penulangan akan dibagi	161
Gambar 5.27 Beban-beban yang akan menimbulkan	162
Gambar 5.28 Beban-beban yang akan menimbulkan	167
Gambar 5.29 Beban-beban yang akan menimbulkan	169
Gambar 5.30 Pola pemasangan kelompok tiang	173
Gambar 5.31 Rencana pemasangan pondasi tiang bor	175
Gambar 5.32 Momen terhadap sb y	176
Gambar 5.33 Diagram interaksi pilar lingkaran	180
Gambar 5.34 Grafik daya dukung lateral untuk tiang	181
Gambar 5.35 Potongan memanjang bentang cable stayed .	182
Gambar 5.36 Tampak atas pola pemasangan tiang	183
Gambar 5.37 Rencana pemasangan pondasi tiang bor	185

Gambar 5.38 Momen terhadap sb y 187

Gambar 5.39 Diagram interaksi pile lingkaran 191

Gambar 5.40 Grafik daya dukung lateral 192



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor koreksi F	8
Tabel 2.2 Kriteria jenis tiang	28
Tabel 2.3 Koefisien A untuk tiang panjang	30
Tabel 2.4 Korelasi nilai N pada tanah cohesionless	38
Tabel 2.5 Korelasi nilai N pada tanah cohesive	38
Tabel 4.1 Dimensi box girder	54
Tabel 4.2 Perhitungan luasan box girder per segment	55
Tabel 4.3 Perhitungan volume box girder	56
Tabel 4.4 Reaksi perletakan no. A1 pada abutment A	61
Tabel 4.5 Reaksi perletakan no. A2 pada abutment A	62
Tabel 4.6 Perhitungan momen penahan	68
Tabel 4.7 Perhitungan momen tahan	71
Tabel 4.8 Beban-beban dari struktur abutment	74
Tabel 4.9 Beban-beban kombinasi dari struktur	74
Tabel 4.10 Beban kombinasi dari str atas	74
Tabel 4.11 Beban kombinasi dari str atas dan abutment ...	75
Tabel 4.12 Nilai P pada masing-masing tiang	76
Tabel 4.13 Data tanah pada STA 5+640 As	76
Tabel 4.14 Reaksi perletakan no. B1 pada abutment B	94
Tabel 4.15 Reaksi perletakan no. B2 pada abutment B	94
Tabel 4.16 Perhitungan momen penahan	101
Tabel 4.17 Perhitungan momen tahan	103
Tabel 4.18 Beban-beban dari str abutment	106
Tabel 4.19 Beban kombinasi dari str abutment	106
Tabel 4.20 Beban kombinasi dari str atas.....	107
Tabel 4.21 Beban kombinasi str atas dan abutment	107
Tabel 4.22 Nilai P pada masing-masing tiang	108
Tabel 4.23 Data tanah pada STA 5+640 As	109
Tabel 5.1 Reaksi perletakan no.1 pada pilar A	128
Tabel 5.2 Reaksi perltakan no.2 pada pilar A	129
Tabel 5.3 Reaksi perletakan no.A1 pada pilar A	129

Tabel 5.4 Reaksi perletakan no.A2 pada pilar A	130
Tabel 5.5 Reaksi perletakan no.A3 pada pilar A	130
Tabel 5.6 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 1	143
Tabel 5.7 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 2	144
Tabel 5.8 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 3	144
Tabel 5.9 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 4	144
Tabel 5.10 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 5	144
Tabel 5.11 Momen tambahan	145
Tabel 5.12 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah dasar ..	146
Tabel 5.13 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5	147
Tabel 5.14 Reaksi perletakan no 1 pada pilar B	156
Tabel 5.15 Reaksi perletakan no 2 pada pilar B	156
Tabel 5.16 Reaksi perletakan B1 pada pilar B	157
Tabel 5.17 Reaksi perletakan B2 pada pilar B	157
Tabel 5.18 Reaksi perletakan B3 pada pilar B	158
Tabel 5.19 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 1	171
Tabel 5.20 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 2	172
Tabel 5.21 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 3	172
Tabel 5.22 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 4	172
Tabel 5.23 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 5	172
Tabel 5.24 Momen tambahan	173
Tabel 5.25 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar	174
Tabel 5.26 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5	174
Tabel 5.27 Reaksi pada pangkal pilar C	183
Tabel 5.28 Momen tambahan	184
Tabel 5.29 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar	184
Tabel 5.30 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5	185

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan teknologi mendorong untuk membuat desain dari suatu struktur menjadi lebih mengagumkan dan lebih menarik, Perkembangan teknologi juga membuat aplikasi dalam suatu pembangunan menjadi bisa lebih presisi serta akurat. Bangunan jembatan adalah suatu bangunan yang cukup penting dalam perkembangan perekonomian dua daerah atau bahkan lebih yang terhubung oleh jembatan. Perkembangnan jembatanpun semakin berkembang hingga bisa menjadi sesuatu yang dapat menjadi ciri khas atau sesuatu yang monumental dikarenakan oleh bentuk dan desain dari jembatan serta dimensinya. Saat ini pada lokasi Lemah Ireng desa ungaran, jawa tengah terdapat jembatan dengan bentang hingga $\pm 800\text{m}$ dengan desain jembatan *cantilever bridge*, dengan upaya membuat jembatan ini menjadi sebuah monumen yang menarik perhatian dan dapat menjadi sebuah ciri khas atau *trade mark* maka dicobalah untuk mendesain ulang jembatan pada sebagian bentang jembatan mennjadi sebuah *cable stayed* atau jembatan gantung yang terlihat megah, indah dan dapat menjadi sebuah daya tarik sehingga dapat menarik pertumbuhan perkeekonomian di daerah sekitarnya.

Struktur Jembatan ini terbagi menjadi beberapa bagian utama yakni struktur atas yang merupakan struktur utama yang menjadi pijakan atau tempat dimana beban-beban luar seperti beban kendaraan, beban angin, beban rem, dan juga beban bangunan atas itu sendiri. Setelah itu terdapat struktur bangunan bawah, struktur ini meliputi bangunan seperti pilar jembatan, abutment, dan pondasi.

Dalam perencanaan ulang struktur bawah di butuhkan data-data dari data tanah dari lokasi yang bersangkutan dan data beban-beban dari struktur bangunan bagian atas yang seharusnya di dukung sepenuhnya oleh struktur bawah agar beban-beban yang ada dapat di teruskan ke tanah dengan baik dan terjaga ke stabilitasan serta kekakuannya hingga tidak dapat terjadi keruntuhan dengan jangka waktu yang lama. Serta diperhatikan juga hal dalam pemilihan jenis struktur pondasi demi mendukung berat di atasnya dengan memperhatikan spesifikasi dari tanah tempat dimana struktur pondasi akan dipasang. Struktur tanah yang lunak dapat mempengaruhi dalam hal penggunaan jenis dan jumlah struktur pondasi.

Dalam perencanaan ulang bangunan bawah akan difokuskan pada abutment dan pondasi saja dengan bentang bersih redesign cable stayed yang mencapai ± 400 m yang

terletak pada tengah bentang jembatan bentang panjang dengan desain *cable stayed*.

1.2 Permasalahan

Masalah yang akan diangkat dan diperhitungkan solusinya dalam tugas akhir ini antara lain seperti berikut:

- 1) Bagaimana merencanakan pondasi yang kuat untuk menunjang beban-beban dari struktur atas jembatan *cable stayed*.
- 2) Bagaimana merencanakan abutmen pada ujung jembatan *cable stayed*.

1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini dan pemecahan masalah dari topik yang akan di angkat adalah sebagai berikut:

- 1) Merencanakan bangunan abutmen yang efisien untuk jembatan *cable stayed*.
- 2) Untuk mendapatkan desain pondasi bor yang baik dalam menyalurkan beban yang ada di atasnya dengan efisien ke dalam tanah dengan dimensi dan kedalam yang baik dengan data tanah, dengan input reaksi dari struktur atas.

1.4 Batasan Masalah

Beberapa batasan masalah yang didefinisikan dalam pembuatan Tugas Akhir ini antara lain :

- 1) Tidak membahas metoda pelaksanaan.
- 2) Tidak menghitung anggaran biaya dalam pelaksanaan proyek.
- 3) Tidak membahas perhitungan geometri jalan dan perkerasan, karena akan dipergunakan data lapisan jalan dan badan jalan dari data yang sudah ada.
- 4) Tidak merencanakan sambungan antara struktur atas dan bawah.

1.5 Manfaat

Manfaat yang didapatkan dari pengerjaan Tugas Akhir ini antara lain, penulis memperoleh pengalaman dalam hal mendesain abutment dan pondasi untuk jembatan bentang panjang yang dengan desain *Cable Stayed*, yang masih merupakan hal yang jarang ditemui di Indonesia, namun sudah banyak di luar Indonesia dengan contoh jembatan SURAMADU di Jawa Timur yang merupakan jembatan penyambung dataran Surabaya dan Madura.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Bawah

Bangunan bawah (*Sub-structure*) adalah struktur yang berada di bawah posisi dari *upperstructure* atau *superstructure* struktur ini dibangun berguna dalam menyalurkan beban-beban dari struktur atas ke lapisan bawah (tanah) struktur bawah pada bangunan jembatan meliputi:

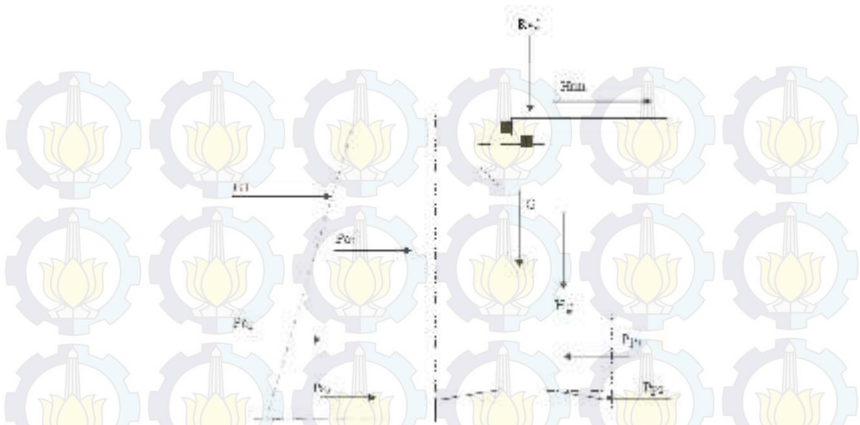
- a) Pangkal jembatan / *abutment* + pondasi
- b) Pilar / *pier* + pondasi

2.2 Abutment

Abutment adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua sisi atau ujung dari jembatan yang bertemu dengan permukaan tanah. Abutmen berfungsi dalam menopang ujung-ujung jembatan serta memberikan dukungan pada jembatan dan juga menjaga agar tidak terjadi kelongsoran dari struktur tanah yang diduduki atau kontak dengan jembatan.

2.2.1 Kriteria Perencanaan Abutment

Pada perencanaan abutmen jembatan ini akan diperhitungkan gaya-gaya dan beban yang akan bekerja pada abutment tersebut. Gaya-gaya yang akan bekerja pada struktur tersebut dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.1 Gaya-gaya pada abutment

Dimana:

- Pa1, Pa2, Pa3 : Gaya tekan aktif tanah pada belakang abutment
 Pp1, Pp2 : Gaya tekan pasif tanah pada depan abutment
 G : Berat sendiri abutment
 G1 : Gaya gempa akibat bangunan atas
 Hg : Gaya gesek akibat tumpuan bergerak
 Hrm : Gaya akibat rem
 Rvd : Gaya tekan akibat beban dari atas

2.2.2 Gaya-Gaya Pada Abutment

Gaya-gaya yang akan bekerja pada abutment:

- Gaya akibat beban mati
- Gaya horizontal akibat beban gesekan tumpuan bergerak (Hg)

$$H_{\text{gesekan}} = \text{koefisiengesek} \cdot Rvd \dots \dots \dots (2.1)$$

$$R_{vd} = \frac{P}{2} = \dots\dots\dots (2.2)$$

c) Gaya muatan hidup

$$R = \frac{q}{2.7} \times l = \dots\dots\dots (2.3)$$

$$R = \frac{P}{2.7} \times k \times l = \dots\dots\dots (2.4)$$

$$k = \text{Koefisien kejut} = 1 + \frac{2}{5 + L} = \dots\dots\dots (2.5)$$

d) Gaya akibat rem dan traksi

Diperhitungkan sebesar 5% dari beban D tanpa koefisien kejut dengan titik tangkap 1.8m di atas permukaan lantai kendaraan

e) Gaya gempa akibat bangunan atas

$$G1 = K \cdot R_{vd} \dots\dots\dots (2.6)$$

f) Gaya horizontal tanah

$$K = t^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (2.7)$$

$$K = t^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (2.8)$$

$$P = K \cdot q \cdot h1 \cdot b \dots\dots\dots (2.9)$$

$$P = (h1 \cdot h1 \cdot K \cdot \gamma1) \cdot \frac{1}{2} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$P = (h1 \cdot h1 \cdot K \cdot \gamma1) \cdot \frac{1}{2} \dots\dots\dots (2.11)$$

2.2.3 Daya Dukung Tanah Dasar Pondasi

Daya dukung tanah dasar pondasi berdasarkan rumus

Terzaghi untuk pondasi persegi pada tanah:

$$q_u = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana :

N_c, N_q, N adalah faktor-2 daya dukung yang nilainya bergantung dari nilai

c = nilai kohesi tanah

q = $t \times D_f$

B = lebar pondasi

$$Q = q / S \dots\dots\dots (2.13)$$

Daya dukung pondasi dangkal dengan data N-SPT

a) Pondasi telapak Meyerhoff (1956,1974)

$$q_a = \frac{N}{F1} K_d, \text{ untuk } B \leq 4\text{ft} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$q_a = \frac{N}{F2} \left(\frac{B+F3}{B} \right)^2, \text{ untuk } B > 4\text{ft} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana:

q_a = Kapasitas daya dukung izin untuk penurunan (*settlement*) yang diperkenankan tidak melampaui 25mm.

$$K_d = 1 + 0,33 \left(\frac{D}{B} \right) \leq 1,33$$

F = Faktor koreksi yang bertindak seolah-olah sebagai faktor keamanan, dimana besarnya

Tabel 2.1, Faktor koreksi F

	N ₅₅	N ₇₀
	SI (m)	SI (m)
F1	0.05	0.04
F2	0.08	0.06
F3	0.3	0.3

b) Pondasi pelat (MAT atau Raft)

$$q_a = \frac{N}{F2} K_d \dots\dots\dots (2.16)$$

2.2.4 Penurunan Pondasi Dangkal

$$E_s = \beta_o \sqrt{Q} + \beta_1 \cdot N \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana nilai β_o & β_1 =

Soil Type	β_0		β_1	
	(lb/ft ²)	(kPa)	(lb/ft ²)	(kPa)
Clean sands (SW and SP)	100,000	5,000	24,000	1,200
Silty sands and clayey sands (SM and SC)	50,000	2,500	12,000	600

Gambar 2.2, Nilai β_0 & β_1

Cara Meyerhof (1956,1965)

a) Untuk B = 4ft (1,2m)

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0,4 \cdot q' / \sigma_r}{N \cdot K} \dots \dots \dots (2.18)$$

b) Untuk B > 4ft (1,2m)

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0,4 \cdot q' / \sigma_r}{N \cdot K} \left(\frac{B}{B+B_r} \right) \dots \dots \dots (2.19)$$

Dimana :

δ = Penurunan

B_r = Lebar referensi = 1ft = 0.25m

q' = Tegangan tanah netto

σ_r = Tegangan referensi = 100 kPa

N = Nilai SPT rerata

K_d = Faktor kedalaman = 1+0,33 D/B 1,33

B = Lebar pondasi

2.2.5 Perhitungan Stabilitas Abutment

1. Syarat aman terhadap geser

$$S = \frac{\sum V \cdot \tan \varphi + c \cdot B}{\sum P} \dots \dots \dots (2.20)$$

Dimana:

V = Berat abutmen dan tanah di atas tanah yang kontak dengan abutment

φ = Faktor lekatan atau hambatan antara tanah dan pondasi

c = Karakteristik adhesi antara tanah dengan abutmen

P_a = Resultan gaya horizontal tekanan tanah

B = Lebar dimensi pondasi di atas tanah

2. Syarat aman terhadap guling

$$S = \frac{\sum M}{\sum M} \dots \dots \dots (2.21)$$

Dimana:

M_g = Momen guling yang di akibatkan dari gaya tekanan tanah ke arah sisi dalam abutmen.

M_p = Momen penahan yang di hasilkan dari gaya berat abutmen dan tanah di atas pondasi untuk melawan momen guling.

3. Syarat aman terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M - \sum M}{\sum V} < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (2.22)$$

Dimana:

M_g = Momen guling yang di akibatkan dari gaya tekanan tanah ke arah sisi dalam abutmen.

M_p = Momen penahan yang di hasilkan dari gaya berat abutmen dan tanah di atas pondasi untuk melawan momen guling.

B = Lebar pondasi

V = Gaya vertikal (abutmen, beban atas dan tanah)

4. Kontrol terhadap tegangan

$$\sigma = \frac{\sum V}{B.L} - \left(1 \pm \frac{e.e}{B} \right) \dots \dots \dots (2.23)$$

$$\sigma_m = Q_d \text{ (ok)}$$

$$\sigma_m \leq Q_d \text{ (ok)}$$

2.2.6 Penulangan Abutment

Batas-batas penulangan pada abutment menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur seperti berikut:

$$\rho_b = \left(\frac{U.B \cdot \beta \cdot f_{rc}}{f} \right) \times \left(\frac{6}{6 + f} \right) \dots\dots\dots (2.24)$$

Dengan nilai $\beta = 0.85$ untuk $f'c = 30$ Mpa atau $<$ dari 30 Mpa, dan apabila nilai $f'c >$ dari 30 Mpa maka akan direduksi sebesar 0.05 setiap peningkatan sebesar 7 Mpa

$$\rho_m = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\rho_p = \frac{1}{m} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.m.R}{f} \right)} \right\} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$m = \frac{f}{U.B \cdot f_{rc}} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$R = \frac{M}{b.d^2} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$A = \rho_p \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.30)$$

$$n = \frac{L}{L_i} \cdot \frac{A}{1t} \dots\dots\dots (2.31)$$

Kontrol tulangan geser

$$V = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'c} \right) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\phi \cdot V_c < V_u < 3 \cdot \phi \cdot V_c \dots\dots\dots (2.33)$$

$$V_p = \frac{V - \phi \cdot V_c}{\phi} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$A = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right) \dots\dots\dots (2.35)$$

$$S_m = \frac{2}{2} \dots\dots\dots (2.36)$$

$$V_a = \frac{A \cdot f \cdot d}{s} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$S_a > V_p (a) \dots\dots\dots (2.38)$$

2.3 Pondasi

Menurut Bowles (1993), sebuah pondasi haruslah mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan persyaratan deformasi seperti:

1. Kedalaman haruslah memadai untuk menghindarkan pengeluaran bahan dalam arah lateral dari bawah pondasi, khusus untuk pondasi telapak dan rakit.
2. Kedalaman haruslah berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan, dan pertumbuhan proyek.
3. Sistem harus aman terhadap korosi atau kemerosotan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat di dalam tanah. Hal ini perlu mendapat perhatian khusus di dalam memperoleh kembali urugan tanah yang sehat dan kadang-kadang untuk pondasi laut.
4. Sistem harus memadai untuk menahan beberapa perubahan di dalam tempat yang terkemudian atau geometri konstruksi, dan mudah dimodifikasi seandainya perubahan-perubahan kelak akan meliputi ruang lingkup yang besar.
5. Pondasi haruslah ekonomis di dalam metoda pemasangan.
6. Pergerakan tanah seluruhnya (umumnya lendutan-pampat) harus dapat ditolerir untuk ke dua elemen pondasi dan elemen bagian bangunan di atas tanah.
7. Pondasi dan konstruksinya, harus memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.

Sebelum dilakukan keputusan akan pemilihan jenis pondasi yang akan dipergunakan, ada serangkaian tes yang

dilakukan terhadap tanah untuk mengetahui jenis, karakter dan kekuatan dari tanah terhadap beban vertikal maupun beban horizontal. Beberapa pengujian yang sering digunakan sebagai parameter untuk pemilihan pondasi antara lain seperti *Sand Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration test* (CPT). Pada lokasi dan desain terdahulu yang ada dari desain awal jembatan Lemah Ireng data tanah yang ada adalah hasil test SPT dan dari desain terdahulu menggunakan pula desain pondasi dalam, maka akan dipergunakan desain pondasi dalam untuk dipergunakan dalam tugas akhir ini.

2.3.1 Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau bebatuan yang terletak jauh dari permukaan tanah, contoh pondasi dalam:

1. Pondasi sumuran (*pier foundation*) adalah pondasi yang merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang (gambar 2.2d), digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif cukup dalam, dimana pondasi sumuran $Df/B > 4$ sedangkan pondasi dangkal $Df/B \leq 1$, kedalaman (Df) dan lebar / diameter pondasi (B)
2. Pondasi tiang (*pile foundation*), digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam (gambar 2.2e). Pondasi tiang pada umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang daripada pondasi sumuran (Bowles, J. E., 1991).

2.3.2 Penggolongan Pondasi Tiang

Pondasi pile terbagi menjadi 2 tipe menurut pengerjaannya yakni pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor. Perencanaan yang akan dipakai dalam pengerjaan desain pondasi jembatan ini akan dipilih menggunakan pondasi tiang bor, karena dimungkinkan beban yang sangat besar dari jembatan dengan bentang 400m yang kemudian di transfer pada

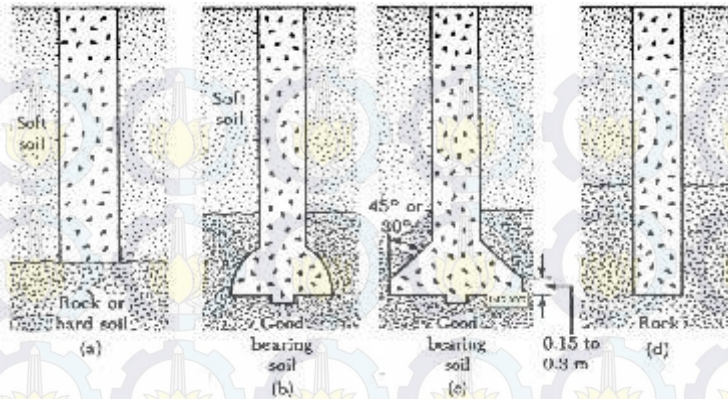
pylon, oleh karena itu apabila dilakukan desain dengan menggunakan tiang pancang dengan pemilihan dimensi tiang yang terbatas akan membutuhkan jumlah tiang yang lebih banyak, maka akan dipergunakan pondasi dalam dengan tipe bore pile dengan pemilihan dimensi yang bisa lebih besar daripada dimensi tiang pancang.

2.3.3 Pondasi Bore Pile

Bore pile dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya, dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (Gambar 2.3).

Ada berbagai jenis pondasi bore pile yaitu:

1. Bore pile lurus untuk tanah keras;
2. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;
3. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium;
4. Bore pile lurus untuk tanah berbatu – batuan.



Gambar 2.4 Jenis-jenis Bore pile (*Sumber: Braja M. Das, 1941*)

Kelebihan penggunaan *bore pile*

1. Bore pile dapat digunakan pada tiang kelompok atau pile cap.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Bore pile dapat didirikan sebelum penyelesaian tahapan selanjutnya.
4. Ketika proses pemancangan dilakukan, getaran tanah akan mengakibatkan kerusakan pada bangunan yang ada didekatnya, tetapi dengan penggunaan pondasi bore pile hal ini dapat dicegah.
5. Pada pondasi tiang, proses pemancangan pada tanah lempung akan membuat tanah bergelombang dan menyebabkan tiang pancang sebelumnya bergerak ke samping. Hal ini tidak terjadi pada konstruksi pondasi bore pile.
6. Selama pelaksanaan pondasi bore pile tidak ada suara yang ditimbulkan oleh alat pancang seperti yang terjadi pada pelaksanaan pondasi tiang pancang.

7. Karena dasar dari pondasi bore pile dapat diperbesar, hal ini memberikan ketahanan yang besar untuk gaya ke atas.
8. Permukaan di atas dimana dasar bore pile didirikan dapat diperiksa secara langsung.
9. Pondasi bore pile mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap beban.

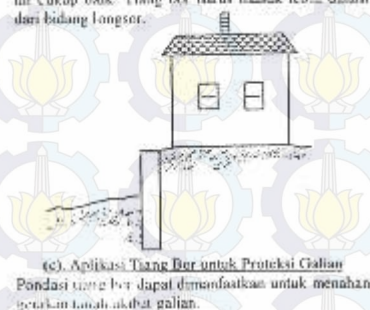
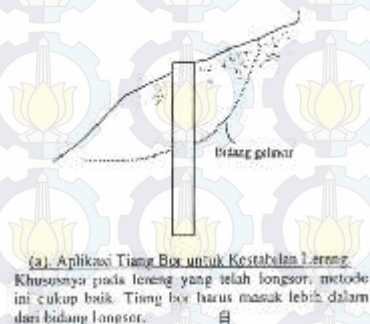
Namun terdapat juga beberapa kerugian atau kekurangan dari penggunaan bore pile yakni:

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan tanah setempat berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
2. Mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik, dikarenakan dipengaruhi oleh air tanah.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengurangi daya dukung tiang terhadap tanah.
4. Pelaksanaan konstruksi yang sukses sangat bergantung pada ketrampilan dan kemampuan kontraktor, dimana apabila pelaksanaannya buruk dapat menyebabkan penurunan daya dukung yang cukup berpengaruh.
5. Berbahaya jika terjadi tekanan artesis yang dapat menerobos ke atas.

Karena kedalaman dan diameter dari tiang bor dapat divariasikan, maka jenis pondasi ini dipakai baik untuk beban ringan maupun untuk struktur berat seperti bangunan bertingkat tinggi dan jembatan. Aplikasi penggunaan pondasi tiang bor dapat ditemukan pada konstruksi:

1. Pondasi jembatan
2. Menara transmisi listrik
3. Fasilitas dok kapal
4. *Soldier pile*
5. Kestabilan lereng
6. Dinding penahan tanah

7. Pondasi bangunan ringan pada tanah lunak
8. Pondasi bangunan tinggi, struktur yang membutuhkan gaya lateral yang cukup besar dan lainnya.



Gambar 2.5 Macam-macam aplikasi tiang bor

2.3.4 Perencanaan Tiang Bor

Kekuatan dari bahan tiang sangat berkaitan dengan mutu bahan dan luas penampang dari tiang yang akan digunakan.

Sebagai pemikul beban luar kekuatan tiang yang sudah terpasang berdasarkan kekuatan bahan:

$$Q_w = f_c \times A = 0,25 \cdot \pi \cdot (D)^2 \times 0,25 \cdot f'_c \dots\dots\dots (2.39)$$

Dimana:

f_c : tegangan ijin bahan (f_c)

A : luas penampang

$$D = 2,257 \cdot \sqrt{\left(\frac{Q}{f'_c}\right)} \dots\dots\dots (2.40)$$

Untuk tiang memakai tulangan tunggal (profil)

$$Q = (A - A_t) \cdot f + A_t \cdot \sigma_t \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana:

As luas penampang profil :

$$\sigma_t = 0,5 \cdot \sigma_{ti} \cdot f_t$$

Untuk tiang memakai casing tetap :

$$\sigma_t = 0,4 \cdot \sigma_{ti} \cdot f_t$$

2.3.4.1 Daya Dukung Tiang Berdiri Sendiri

Secara umum daya dukung tiang dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana:

Q_{ult} : Daya dukung ultimit

Q_e : Daya dukung di ujung tiang

Q_f : Daya dukung pada sekeliling tiang

W : berat tiang

Kapasitas daya dukung bore pile dari hasil SPT (*Reese & Wright, 1977*) :

Daya dukung ujung pondasi *bore pile (end bearing)*

$$Q = A \times q \dots\dots\dots (2.43)$$

Dimana:

Q_e = Daya dukung ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang bore pile (m^2)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)

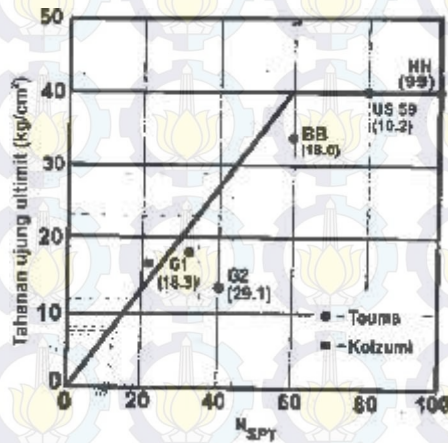
Untuk tanah kohesif q_p :

$$q_p = 9 \times C$$

$$C = \frac{N - S}{2} \times \frac{2}{3} \times 10$$

Untuk tanah non kohesif nilai q_p :

Reese & Wright (1987) mengusulkan mengambil nilai korelasi antara q_p dan NSPT seperti yang terlihat pada gambar berikut:



Gambar 2.6 Grafik daya dukung ujung batas bore pile pada tanah pasir (Sumber: Reese & Wright)

Daya dukung selimut bore pile (*skin friction*), (*Reese & Wright, 1977*)

$$Q_f = f \cdot L \cdot p \dots \dots \dots (2.44)$$

Dimana:

f : Tahanan satuan *skin friction* (ton/m^2)

L_i : Panjang lapisan tanah (m)

p : keliling tiang (m)
 Q_f : Daya dukung selimut tiang (ton)

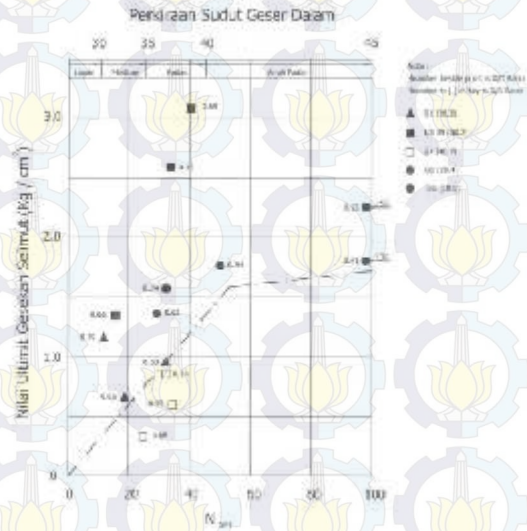
Untuk tanah kohesif dan non kohesif:

$$f = \alpha \cdot C \dots\dots\dots(2.45)$$

Dimana :

C_u : Kohesi tanah (ton/m²)
 α : Faktor adhesi

Berdasarkan penelitian Reese & Wright (1977) nilai $\alpha = 0.55$ untuk tanah kohesif, sedangkan untuk tanah non kohesif, nilai f dapat diperoleh dengan korelasi langsung dengan nilai NSPT



Gambar 2.7 Tahanan selimut ultimit Vs NSPT
(Sumber: Wright 1977)

Daya dukung tiang berdasarkan data tanah:

$$Q_u = Q_e + Q_f \dots\dots\dots (2.46)$$

$$Q_{all} = Q_u / SF \dots\dots\dots (2.47)$$

Dimana :

Q_u : Daya dukung ultimit

Q_{all} : Daya dukung ijin

Q_e : Daya dukung di ujung tiang

Q_f : Daya dukung pada selimut tiang

Sf : angka keamanan dipakai ($SF=3$)

Untuk tanah non cohesive (pasir)

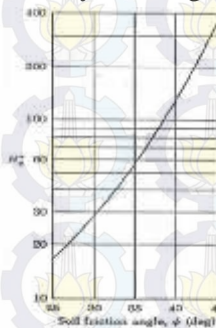
$$Q_e = A_p \cdot q \cdot (N_q - 1) \dots\dots\dots (2.48)$$

$$Q_f = \pi \cdot D \cdot \left[(1 - S_{(\phi)}) \int \sigma_v \cdot t_{(\phi)} \cdot d \right] \dots\dots\dots (2.49)$$

Dimana:

q : $\sum \gamma \cdot h$

N_q : faktor daya dukung dari Vesic



Gambar 2.8 N_q berdasarkan sudut geser dalam.

$\sum \gamma \cdot h$: $\sum \gamma \cdot h$ meningkat sampai kedalaman 15Ds
setelah itu harganya tetap.

$t_{(\phi)}$: (0,5 s/d 0,8)

Untuk tanah cohesive (lempung)

$$Q_e = A_p \cdot C_u \cdot N_c \dots \dots \dots (2.50)$$

$$Q_f = \gamma' \cdot C_u \cdot p \cdot l \dots \dots \dots (2.51)$$

Dimana:

N_c : 9

C_u : Undrained Cohession

γ' : 0,35 s/d 0,6 (rata-2 = 0,4)

p : keliling penampang tiang

l : tebal lapisan lempung yang ditinjau

Menentukan dimensi silinder minimum bored pile berdasarkan gaya (Q_w) yang akan dibebankan pada pile:

$$D_s = 2,257 \times \sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} \dots \dots \dots (2.46)$$

Dimana:

Q_w : Beban yang akan diterima oleh pile.

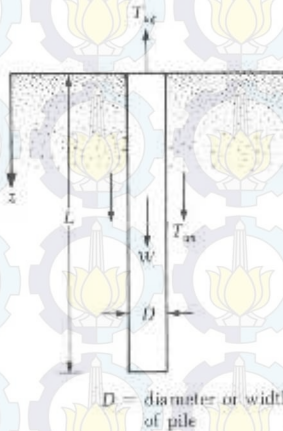
f'_c : Mutu beton yang akan digunakan.

2.3.4.2 Daya Dukung Tarik Pondasi Tiang Bor

Bila pondasi tiang dirancang untuk menahan gaya tarik maka perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Tiang beton harus dilengkapi dengan tulangan memanjang
2. Sambungan tiang harus diperhitungkan untuk menahan gaya tarik
3. Tiang harus di-angkur ke dalam pelat penutup tiang dan pelat penutup harus diikatkan dengan kolom. Perancangan pelat penutup tiang harus diperhitungkan terhadap tegangan akibat tarikan.
4. Tekanan tiang terhadap gaya ke atas tiang tidak selalu sama dengan tahanan gesek tiang yang arah gayanya ke

bawah. Untuk tiang gesek pada tanah lempung dapat dianggap sama, akan tetapi untuk tanah granuler hal ini tidak sama.



Gambar 2.9 Kapasitas tiang menahan gaya tarik
(Sumber: Das, 1990)

Untuk tiang pada tanah lempung, tahanan tarik ultimit dinyatakan dalam persamaan:

$$T_u = T_u + W \dots\dots\dots (2.45)$$

Dimana:

T_u = Daya dukung tarik total (ton)

T_u = Daya dukung tarik bersih (ton)

W = Berat efektif tiang (ton)

Menurut rumusan Das dan Seelev (1982) :

$$T_u = (L \cdot p \cdot C \cdot \alpha') \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana:

L = Panjang tiang (m)

p = Keliling tiang (m)

C_u = Kohesi tanah (kN/m^2)

α' = koefisien adhesi dari permukaan tiang

Nilai α' untuk pondasi tiang bor cor di tempat dinyatakan dengan rumus:

a) Untuk nilai $C_u \leq 80 \text{ kN/m}^2$:

$$\alpha' = 0,9 - 0,00625 C_u$$

b) Untuk nilai $C_u > 80 \text{ kN/m}^2$:

$$\alpha' = 0,4$$

Untuk tanah pasir Das dan Seelev (1975) merumuskan :

$$T_u = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot K_u \cdot t_1 \dots\dots\dots (2.47)$$

Dimana:

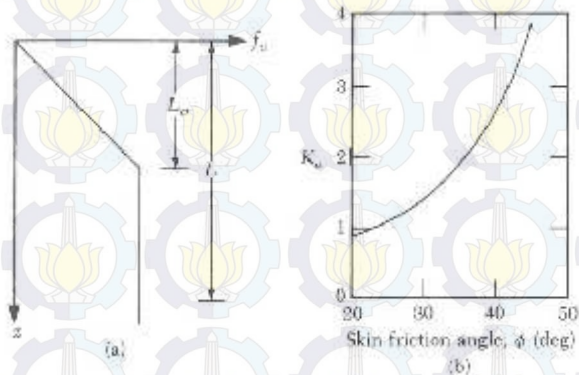
T_u = Daya dukung tarik netto (t/m^2)

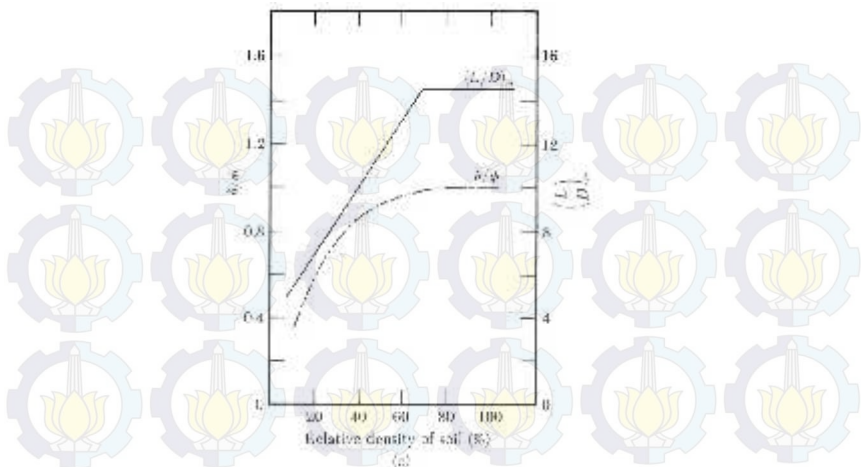
p = Keliling tiang (m)

K_u = Koefisien tarik

γ = Berat volume tanah (kN/m^3), digunakan γ' jika tanah terendam air

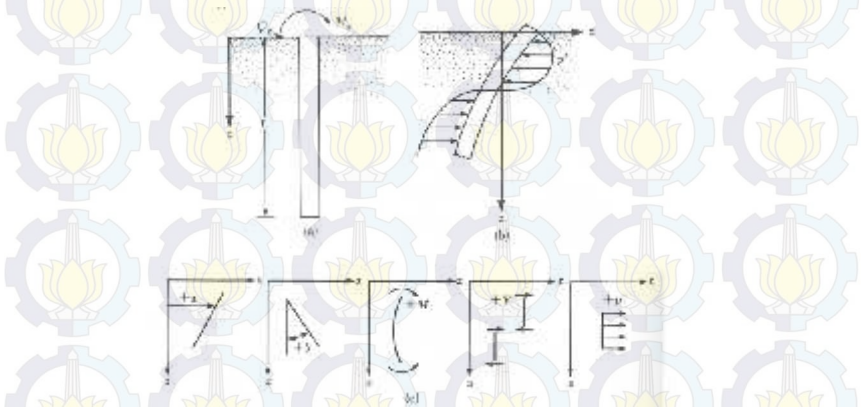
δ = Sudut gesek tanah ($^\circ$)





Gambar 2.10 (a) Korelasi nilai f_u , (b) Korelasi koefisien K_u , (c) Variasi Nilai δ/ϕ dan $(L/D)_{cr}$ (Sumber: Das, 1990)

2.3.4.3 Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang Bor



Gambar 2.11 (a) Gaya lateral pada tiang pondasi, (b) Gaya tahan tanah akibat beban Lateral, (c) Defleksi, putaran sudut, momen, Geser dan tekanan aktif tanah akibat beban lateral (Sumber: Das, 1990)

Pondasi harus dirancang dengan memperhitungkan beban horizontal atau beban lateral, seperti: beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal, dan lain-lain. Dalam analisis, kondisi kepala tiang dibedakan menjadi 2 yakni:

1. Kepala tiang terjepit (*fixed head*)
Adalah tiang yang pada bagian teratasnya terjepit, biasa digunakan pada gedung atau bangunan tinggi.
2. Kepala tiang bebas (*free head*)
Adalah tiang yang pada bagian atasnya tidak terjepit, biasa digunakan pada jembatan.

Gaya lateral besarnya bergantung pada kekakuan tiang, tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang, sifat gaya-gaya dan besarnya defleksi yang terjadi. Apabila gaya lateral yang bekerja besar maka tiang yang dirancang dapat menggunakan tiang miring. Beban lateral yang diijinkan pada pondasi tiang diperoleh berdasarkan salah satu dari dua kriteria berikut :

1. Beban lateral ijin yang ditentukan dengan membagi beban lateral ultimit dengan nilai faktor keamanan.
2. Beban lateral ditentukan berdasarkan defleksi maksimum yang diijinkan (0,25 inch atau 0,00635 m).

Dalam perhitungan pondasi tiang yang menerima beban lateral selain perlu mempertimbangkan kondisi kepala tiang juga perlu dilakukan pertimbangan terhadap perilaku tiang. Untuk menentukan apakah tiang berperilaku seperti tiang panjang (elastis) atau tiang pendek (kaku) ditentukan dengan rumus seperti di bawah ini :

Tabel 2.2 Kriteria Jenis Tiang

Jenis tiang	Modulus Tanah	
	$L \leq 2 T$	$L \leq 2 R$
Kaku (Pendek)		
Elastis (panjang)	$L \geq 4 T$	$L \geq 3,5 R$

$$a) \quad R = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K \cdot L}} \dots \dots \dots (2.48)$$

Dimana:

E = Modulus elastisitas tiang (t/m^2)

I = Momen inersia (m^4)

D = Diameter tiang (m)

K = Modulus tanah (t/m^3), dimana $K = \frac{k_s}{1,5}$

k_s = Modulus *subgrade* tanah dalam arah horizontal (t/m^3); dimana

$$k_s = 67 \cdot \frac{C}{B}$$

$$b) \quad T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{\gamma h}} \dots \dots \dots (2.49)$$

Dimana:

E = Modulus elastisitas tiang (t/m^2)

I = Momen inersia (m^4)

h = koefisien variasi modulus yang diperoleh *Terzaghi* dari hasil uji beban tiang dalam yang terendam tanah pasir (t/m^2); dimana

$$h = 67 \times c_u \quad (\text{dengan } c_u = \text{kohesi tanah (kN/m}^2\text{)})$$

Setelah kita menentukan jenis perilaku tiang, kita dapat menganalisis daya dukung ultimit tiang pondasi. Untuk tiang pondasi yang dirancang untuk menerima beban lateral juga meninjau besar daya dukung ultimit lateral dan besar defleksi maksimum pada tiang pondasi tiang. Berikut metode untuk mencari besar daya dukung lateral pada tiang pondasi tiang dan defleksi maksimumnya, yaitu :

Disamping kapasitas lateral ultimit sebagai kriteria desain, dapat pula digunakan defleksi lateral ijin. Metode yang digunakan adalah Reese & Matlock yang menggunakan pendekatan reaksi subgrade.

1. Kepala tiang bebas (free head)

Rumus untuk menghitung defleksi akibat beban lateral untuk kondisi kepala tiang bebas adalah sebagai berikut :

$$y_x = y_A + y_B = A_y \cdot \frac{H \cdot T^2}{E} + B_y \cdot \frac{M \cdot T^2}{E} \dots\dots\dots (2.50)$$

Nilai A_y dan B_y dapat dilihat pada Tabel 2.3. Koefisien A dan B besarnya bervariasi tergantung pada harga Z. Rumus untuk mencari harga Z adalah : $Z = \frac{x}{T}$
Dimana : x = kedalaman yang ditinjau, T = faktor kekakuan

Tabel 2.3 Koefisien A untuk Tiang Panjang ($Z_{\max} = 5$) Kondisi Kepala Tiang Bebas (Sumber : R.J. Woodwood, et.al., 1972)

Z	A_y	A_θ	A_m	A_s	$A_{s'}$
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046

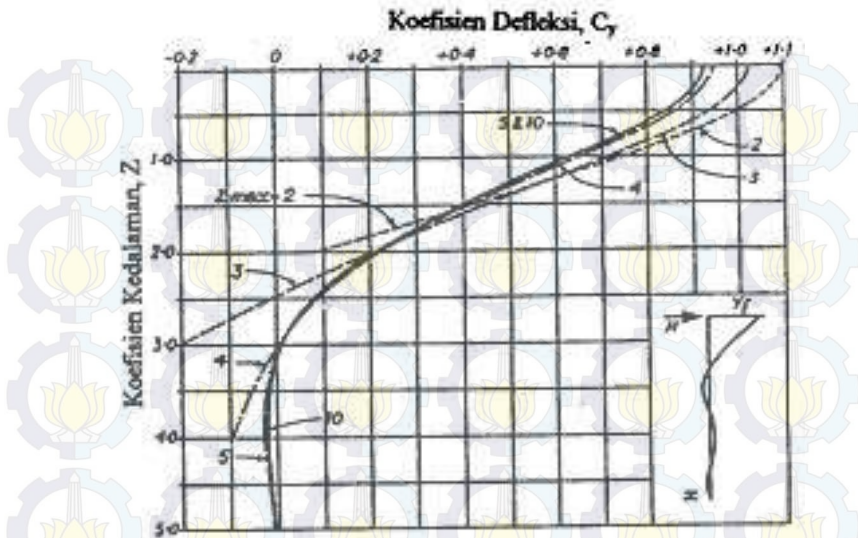
2. Kepala tiang terjepit (*fixed head*)

Untuk kepala tiang pondasi pada gedung tinggi biasanya dianggap terjepit (*fixed head*) maka rumus untuk menghitung defleksi yang terjadi pada tiang pondasi menurut Reese dan Matlock adalah :

$$y_x = c_y \cdot \frac{H \cdot L^2}{E} \dots \dots \dots (2.51)$$

Koefisien c_y diperoleh dari grafik pada Gambar 2.10, dimana koefisien kedalaman diperoleh dari rumus $Z = \frac{x}{T}$. Untuk harga Z_{\max} diperoleh dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{T} \dots \dots \dots (2.52)$$



Gambar 2.12 Koefisien defleksi (C_y) pada tiang kepala terjepit
(Sumber Reese and Matlock, 1956)

Nilai defleksi yang diijinkan untuk suatu gedung bertingkat adalah maksimal 0,25 inch atau 0,00635 m walaupun beban lateral yang bekerja berbeda-beda.

2.3.4.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

Pada perhitungan daya dukung tiang kelompok, harus dilakukan koreksi terlebih dahulu tentang koefisien efisiensi C_e .

$$QL (\text{kelompok}) = QL (\text{tunggal}) \times n \times C_e \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana:

n = jumlah tiang dalam kelompok

Beberapa perumusan untuk menghitung C_e

a) Converse Labare

$$C = 1 - \frac{a}{9^\circ} \frac{t_i}{a} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots\dots\dots (2.54)$$

Dimana :

ϕ = Diameter tiang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

b) Los Angeles

$$C = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[m \cdot (n - 1) + n \left((m - 1) + \sqrt{2 \cdot (m - 1) \cdot (n - 1)} \right) \right] \dots\dots\dots (2.55)$$

Dimana:

B = Lebar grup tiang

L = Panjang grup tiang

2.3.4.5 Efisiensi Tiang Kelompok

Pada umumnya tiang pancang dirangkai pada sebuah konstruksi poer (dalam kelompok). Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok tiang.

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x d_{iy}}{\sum_{i=1}^n d_{iy}^2} \pm \frac{M_y d_{ix}}{\sum_{i=1}^n d_{ix}^2} \dots\dots\dots (2.56)$$

Dimana:

V = Jumlah beban vertikal

n = Jumlah tiang

M_x dan M_y = Momen-momen yang bekerja diatas poer

d_{xi} dan d_{yi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang

Dari gaya axial P_i yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya:

$$P_{\max} \leq Q_{\text{all}} = Q = Q_{\text{ult}}/SF \dots\dots\dots(2.57)$$

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan konversi Labarre:

$$E_k = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{9m} \right] \dots\dots\dots(2.58)$$

Dimana:

m = jumlah tiang dalam baris

n = jumlah tiang dalam kolom

$$= \arctan \frac{L_i}{s}$$

D = diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Sehingga daya dukung 1 tiang dalam kelompok adalah:

$$Q_{\text{ult}} = E_k \cdot Q_{\text{ult}} \text{ (tiang berdiri sendiri)} \dots\dots\dots(2.59)$$

$$Q_d = Q_{\text{ult}}/SF \dots\dots\dots(2.60)$$

$$SF = 3$$

2.3.4.6 Perhitungan Kebutuhan Tiang Miring

Untuk menahan gaya lateral yang cukup besar yang tidak bisa ditahan oleh kapasitas tiang dalam menahan gaya lateral perlu dipergunakan tiang miring untuk menahan gaya lateral yang berlebih. Dalam menghitung H yang terjadi setelah digunakan tiang miring, H yang terjadi adalah E_{lateral} dibagi dengan jumlah tiang yang tegak karena gaya yang tersisa dilimpahkan pada tiang yang tegak. Dalam mendesain tiang miring biasanya dipilih kemiringan V:H antara 1:2,5 sampai dengan 1:4 dengan cara:

1. Menentukan kemiringan pemasangan tiang

$$m = H/V$$

2. Menentukan deretan pondasi dalam yang akan menahan beban lateral berlebih.
3. Menentukan banyak tiang yang akan menahan beban horizontal berlebih.
4. Menghitung kapasitas tiang miring dalam menahan gaya horizontal.

$$H_a = P_i / m$$
5. Menghitung kapasitas tahanan lateral dari keseluruhan tiang miring.
6. Mengurangi beban lateral dengan kapasitas tahanan lateral tiang miring.
7. Mencek gaya lateral sisa terhadap daya dukung lateral tiang
8. Apabila masih kurang dapat diubah sudut kemiringan atau dengan menambah deretan tiang penahan gaya lateral.

2.3.4.7 Dimensi Dan Penulangan Pile Cap

Perencanaan jumlah tiang dalam kelompok sebaiknya disusun secara sistematis atau bentuk geometrinya tertata dengan baik. Hal ini ditujukan agar tegangan yang terjadi pada pelat beton tidak terlalu besar. Perencanaan pile cap harus dibuat cukup besar dan aman. Tebal pile cap harus ditentukan sedemikian rupa agar dapat memenuhi ketentuan SKSNI T-15-1991-03, yaitu :

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \dots\dots\dots (2.68)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d < V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (2.69)$$

$$b_c = 2x[(b + h) + (2x)] \dots\dots\dots (2.70)$$

Memilih tegangan tanah terbesar yang terjadi akibat V_u dan M_u , yaitu:

$$\sigma_{gm} = \frac{V_u}{A_p} + \frac{M_u}{w} \dots\dots\dots (2.71)$$

$$\sigma_{gm} = \frac{V_u}{A_p} - \frac{M_u}{w} \dots\dots\dots (2.72)$$

Menentukan momen pondasi

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot w_u \cdot l^2 \dots\dots\dots (2.73)$$

Menentukan rasio tulangan balance, rasio tulangan maksimum dan rasio tulangan minimum

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f_{rc}}{f} \right) \left(\frac{6}{6 + f} \right) \dots\dots\dots (2.74)$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.75)$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f} \dots\dots\dots (2.76)$$

Menentukan luas tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.77)$$

Dimana:

V_u = Gaya geser terfaktor pada penampang (kN)

V_c = Tegangan geser ijin beton (kN)

c = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

$f'c$ = Kuat tekan beton yang disyaratkan (Mpa)

b_o = Perimeter, yaitu keliling penampang yang terdapat tegangan geser sedemikian hingga penampang dianggap terletak pada jarak $2d$ terhadap sisi kolom.

d = Tebal efektif pile cap

2.3.4.8 Perencanaan Desain Tulangan Pondasi Bore Pile

Tulangan merupakan suatu fungsi yang sangat penting untuk struktur beton karena daya dukung struktur beton bertulang didapatkan dari hasil kerja sama antara beton dan tulangnya. Perencanaan pemakaian tulangan mengikuti sesuai dengan peraturan SKSNI T15-1991-03.

1. Menentukan tulangan tarik pondasi.

$$e = \frac{M}{P} \dots\dots\dots (2.78)$$

2. Kemudian transformasikan kolom bundar menjadi penampang persegi untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan balance.

- a) Tebal dalam arah lentur sebesar 0,8h

- b) Lebar kolom segiempat equivalen

$$d = \frac{A_g}{0,8h}$$

- c) Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A'_s = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{n}{4} \cdot \tau(D)^2 \right)$$

- d) Jarak antar lapis tulangan $\frac{2}{3} D_s$

- e) Jarak tulangan (tekan / tarik) terhadap tepi terluar beton

$$d' = d_s = \frac{1}{2} (D_s - \frac{2}{3} D_s)$$

- f) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar daerah tekan

$$d = 0,8h - d'$$

3. Cek apakah eksentrisitas rencana yang diberikan e lebih besar atau lebih kecil daripada eksentrisitas balance e_b

$$e_b = \frac{e}{6 \cdot f} \dots\dots\dots (2.79)$$

$$f'_s = 600 \cdot \left(\frac{e_b - e}{e_b} \right) \dots\dots\dots (2.80)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f \dots\dots\dots (2.81)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot \left(\frac{U,8}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + (A'_s \cdot f'_s + A_s \cdot F) \cdot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} D_s \right) \right] \dots\dots\dots (2.82)$$

$e_b < e$, jika eksentrisitas (e) lebih besar dari e_b maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tarik.

$e_b > e$, jika eksentrisitas (e) kurang dari e_b maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tekan.

4. Cek apakah kuat tekan rencana penampang (P_r) lebih besar dari kuat tekan rencana yang bekerja (P_u)(faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,7$).

$$A_s = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots (2.83)$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots (2.84)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \dots\dots\dots (2.85)$$

$$m = \frac{f}{U,8 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (2.86)$$

$$P = 0,85 \cdot f'_c \cdot h^2 \left[- \left(\frac{U,8 \cdot e}{h} - 0,38 \right) + \sqrt{\left(\frac{U,8 \cdot e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{m \cdot \rho \cdot D_s}{2,5}} \right] \dots\dots\dots (2.87)$$

$P_r = \phi$
Syarat $P_r > P_u = \text{ok}$

Jika $P_r < P_u$, maka ubah ukuran kolom dan (atau tulangannya). Selanjutnya ulangi langkah 3 dan 4

2.3.5 Korelasi *Sand Penetration Test (SPT)*

Bowles (1983) dalam Wahyudi (1999) mengemukakan bahwa ada korelasi antara nilai pukulan (N) pada SPT dengan parameter tanah lainnya, terlihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 2.4 Korelasi Nilai N pada tanah *Cohesionless*

N	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
(kN/m ³)	-	16-25	14-18	16-20	18-23
Ø	0	25-32	28-36	30-40	>33
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100

Sumber: Bowles (1983)

Tabel 2.5 Korelasi Nilai N pada tanah *Cohesive*

N	< 4	4-6	6-15	16-25	>25
(kN/m ³)	14-16	16-18	16-18	16-20	18-23
q _u (kPa)	< 25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Sumber: Bowles (1983)

Beberapa tokoh yang mengemukakan tentang korelasi parameter tanah:

1. Meyerhof, korelasi Dr dan Ø.

$$\phi = 25 + 0.35 D_r \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} > 5\%)$$

$$\phi = 35 + 0.15 D_r \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} < 5\%)$$

2. Dunham

$$\phi = (12 N)^{0.5} + 25$$

3. Osaki

$$\phi = (20 N)^{0.5} + 15$$

4. Marcusson dan Bieganowky (1977), korelasi N , D_r , ϕ , dan C_u .

$$D_r = 0.086 + 0.0083 (2311 + 222 N - 711 (OCR) - CI_v)^{0.5}$$

Dimana:

CI : 7.7 untuk σ_v kPa dan 63 untuk psi units

OCR : Over Consolidation = $\frac{\sigma_{vt}}{\sigma_{vs}}$

5. Fardis dan Venezano (1981), korelasi antara N dan C .

$$\ln N = C_2 + 2.06 \ln D_r + C_3 \ln \sigma_v$$

Dimana:

C_2 : fungsi kedalaman yang ditentukan di lapangan dengan pengukuran N , D_r

C_3 : 0.22 untuk σ_v dalam kPa dan 0.442 untuk psi unit.

6. Schults dan Mezenback (1982), korelasi N dan D_r .

$$\ln D_r = 0.478 \ln N - 0.262 \ln \sigma_v + 2.84$$

Dimana:

σ_v : tegangan vertikal tanah efektif dalam bars atau 100 kPa

7. Terzaghi dan Peck (1943), korelasi N dan C_u untuk tanah lempung. C_u dalam kPa.

Untuk lempung plastis : $C_u = 12.5 N$

Untuk lempung berlanau : $C_u = 10 \text{ N}$

Untuk lempung berpasir : $C_u = 6.7 \text{ N}$

8. Terzaghi dan Peck mengusulkan untuk harga N di lapangan harus dikoreksi terlebih dahulu sebelum dimasukkan ke perumusan yang lain.

$$N' = 15 + 0.5 (N-15)$$

Dimana: N adalah jumlah pukulan untuk dibawah muka air tanah.

9. Way C Teng (1962)

$$N = N' \left(\frac{5}{P+1} \right)$$

Dimana: P adalah tegangan vertikal efektif tanah

2.4 Pembebanan Pada Struktur Bawah

Pembebanan struktur bawah didasarkan pada peraturan RSNI T-02-2005. Pada RSNI T-02-2005 mengatur pembebanan akibat beban mati dan hidup.

- Pembebanan akibat beban mati dari struktur atas
- Pembebanan akibat beban hidup
- Kombinasi pembebanan

Menurut RSNI T-02-2005 yaitu:

- $U = M + H + Ta$
- $U = M + Ta + \text{Gesek} + \text{Angin}$
- $U = M + H + Ta + \text{Rem} + \text{Gesek} + \text{Angin}$
- $U = M + Ta + \text{Gempa} + Tg$
- $U = M + \text{Gempa} + \text{Gesek} + \text{Angin}$

Dimana:

M = Beban mati

H = Beban hidup

Ta = Beban tanah

Gesek = Gaya gesek = $0.15 (M+H)$

Rem = Beban rem

Gempa = Beban gempa

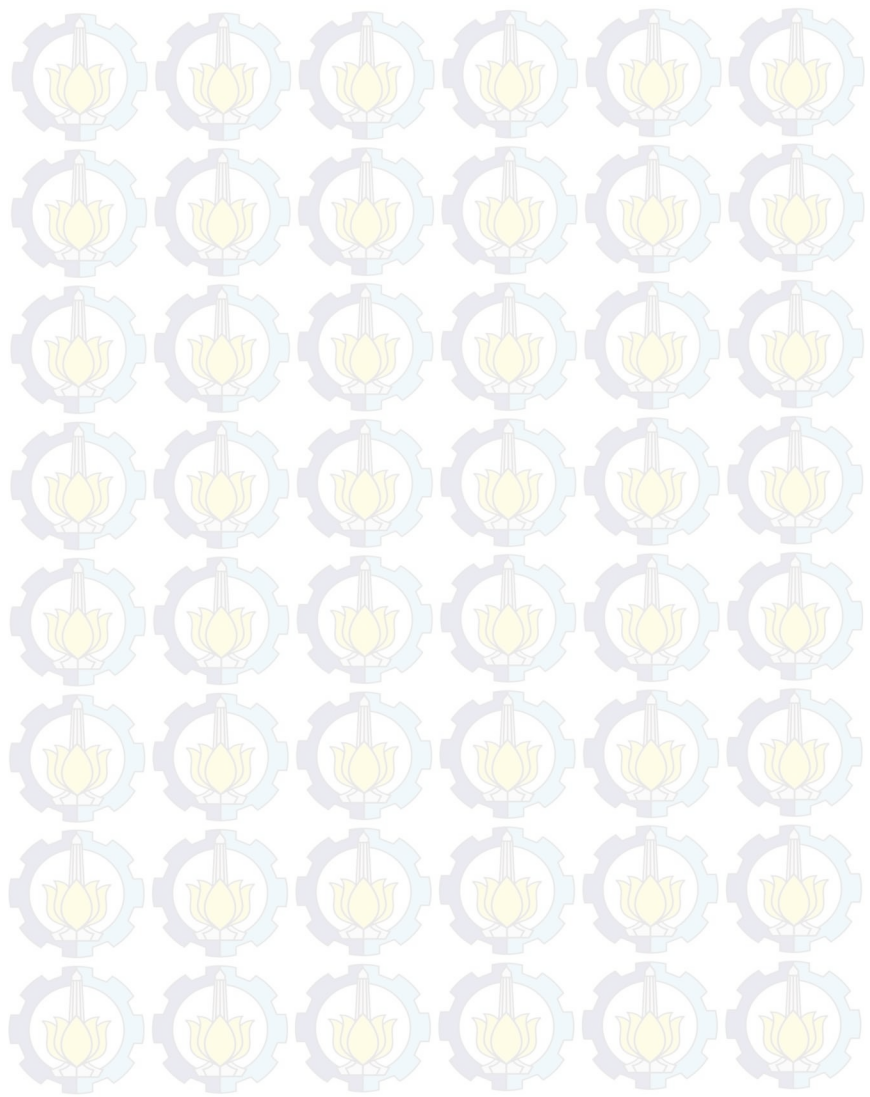
Angin = Beban angin

Tg = Beban tanah akibat gempa

Setelah dilakukan pembebanan dengan kombinasi di atas,
diambil nilai yang terbesar untuk dianalisa struktur bawahnya.



“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



BAB III

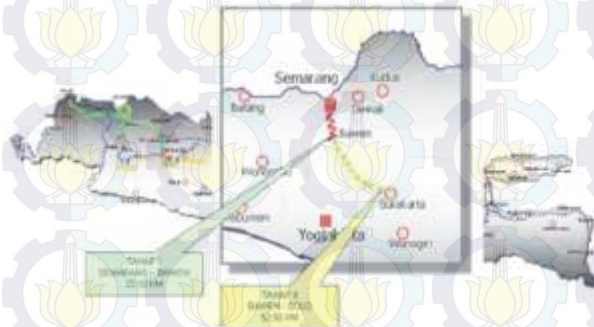
METODOLOGI

3.1 Umum

Perencanaan struktur bawah adalah sesuatu hal yang penting, sebab struktur ini yang akan menyalurkan beban-beban dari struktur atas ke tanah serta struktur bawah pun akan menyangga atau menjadi tumpuan dari struktur atas. Pada perencanaan abutmen serta pondasi akan dipergunakan dari data tanah eksisting yakni data Nspt yang terdapat dalam desain struktur eksisting.

3.2 Lokasi Perencanaan

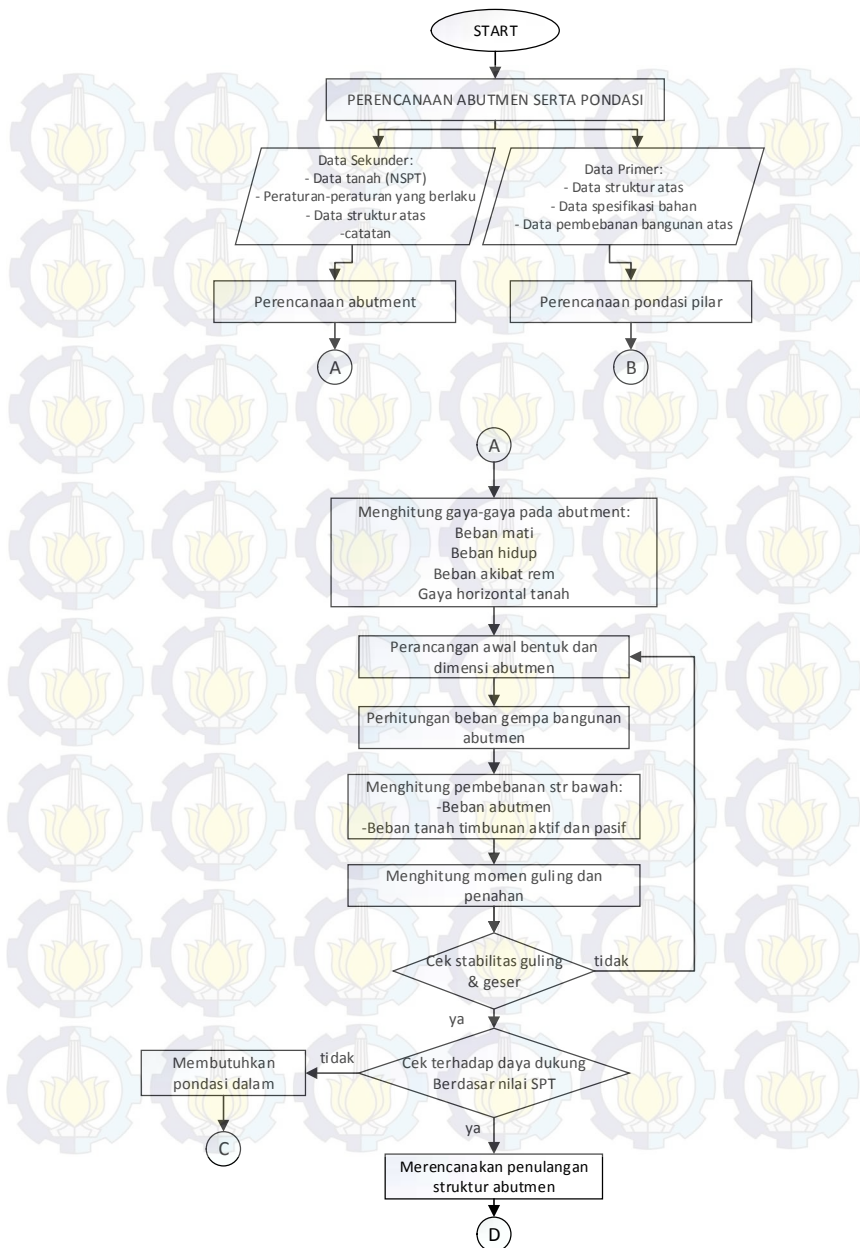
Jembatan yang akan di desain ulang adalah jembatan *box girder* kantilever tahap 1 yang berlokasi di Lemah Ireng, Jawa Tengah yang mempunyai menyambungkan daerah Semarang – Bawean dengan bentang jembatan total sepanjang ± 800 meter. Dan bentang yang akan di desain menjadi *cable stayed* adalah pada bentang tengah dari pembangunan jembatan Semarang – Bawean.

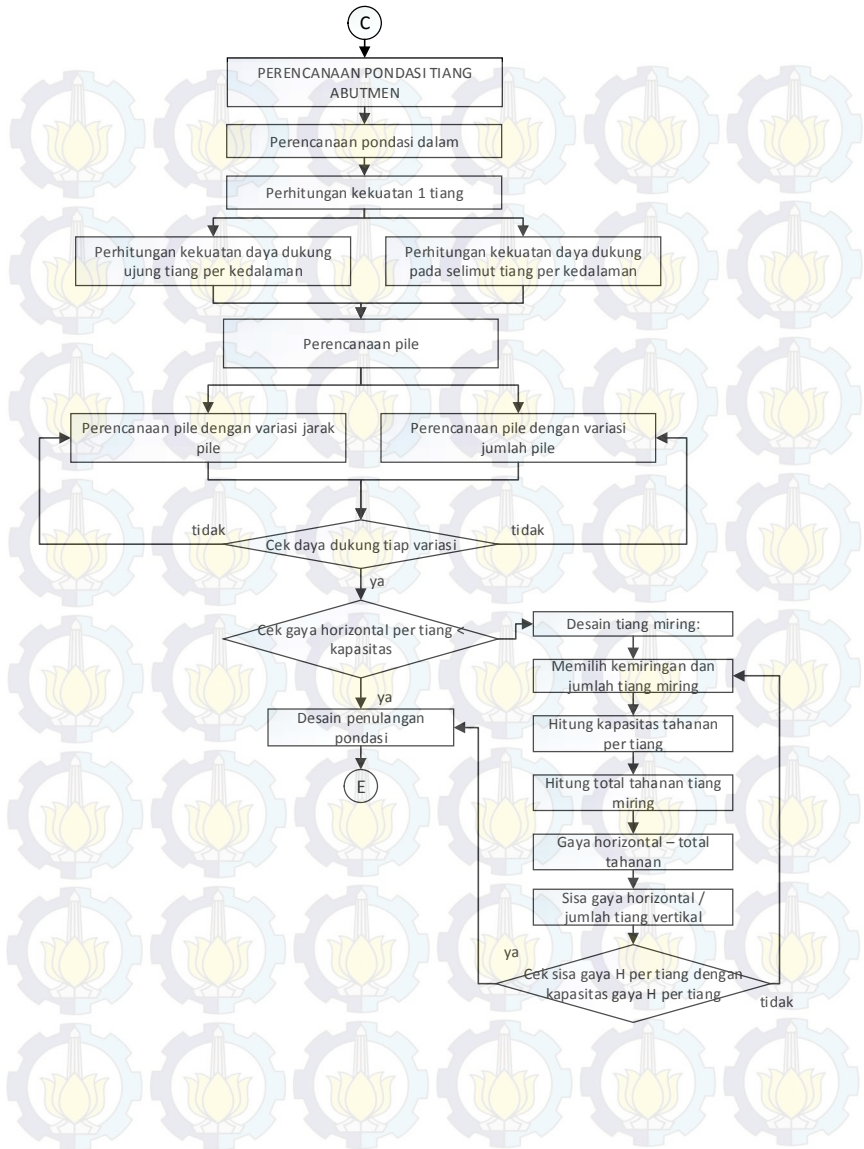


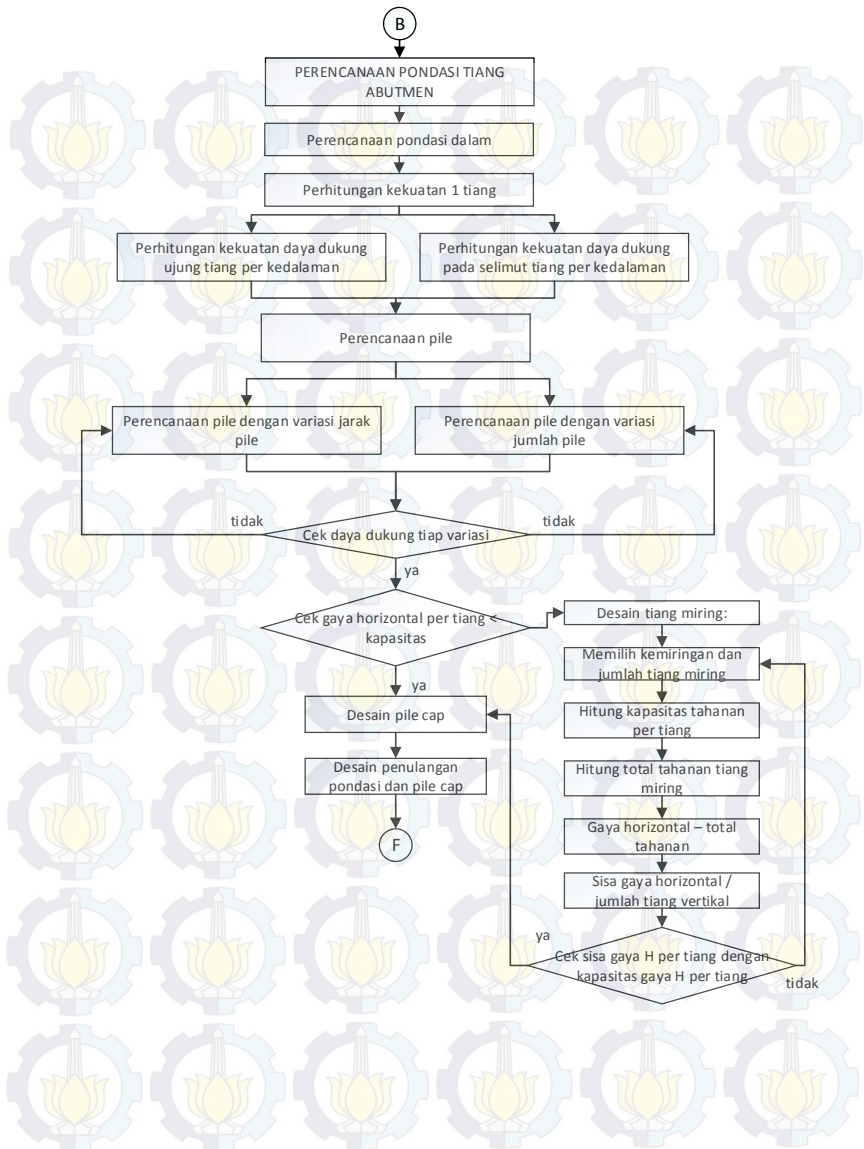
Gambar 3.1 Lokasi jembatan Lemah Ireng

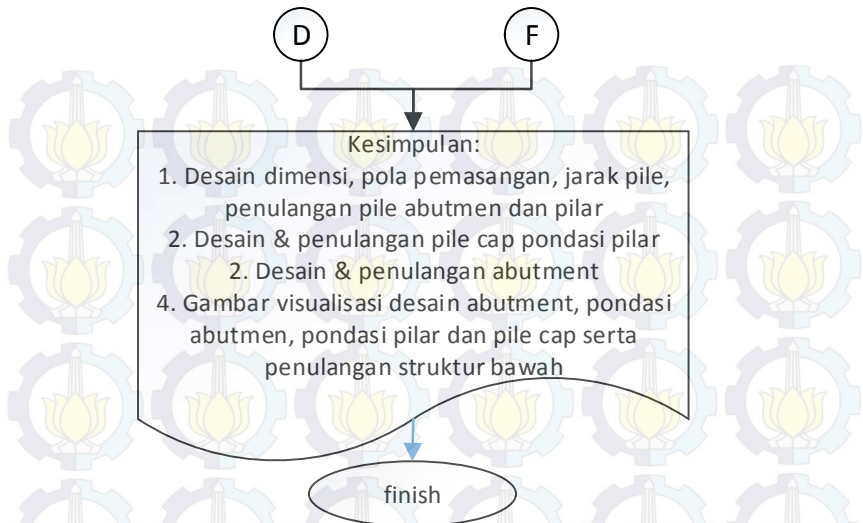
3.3 Diagram Alir Perencanaan

Diagram alir adalah skema atau urutan langkah demi langkah yang akan dilakukan oleh penulis untuk menyelesaikan kegiatan yang dimana langkah-langkah tersebut akan ditulis secara singkat. Berikut adalah metodologi yang akan dilakukan dalam penulisan Tugas Akhir dengan judul “*PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI PILAR JEMBATAN CABLE STAYED di LEMAH IRENG, SEMARANG*”. Penjelasan dari setiap langkah diagram alir akan dijelaskan pada sub-bab berikutnya.









Gambar 3.2 Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir

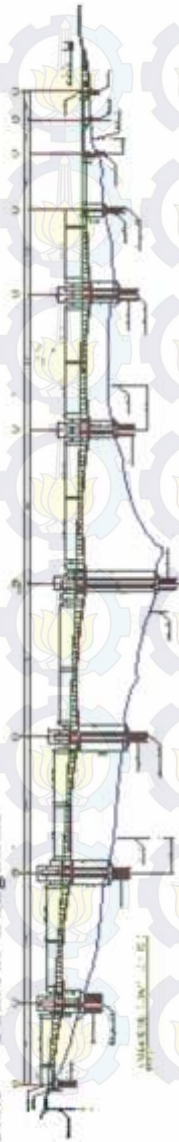
3.4 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan untuk menunjang untuk perhitungan dan perencanaan dalam tugas akhir ini. Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah data SPT dari perencanaan, gambar potongan melintang dan memanjang jembatan. Untuk data tanah asli dan gambar dari bangunan diperoleh dari konsultan pelaksana daripada proyek jembatan yakni PT.TATA GUNA PATRIA CONSULTANT

3.4.1 Data Umum Jembatan

Nama Jembatan	: Jembatan Lemah Ireng I
Lokasi	: Semarang – Bawean, Jawa Tengah
Struktur Eksisting	: <i>Box Girder Cantilever</i>

3.4.3 Gambar Bangunan



Gambar 3.4 Desain eksisting Jembatan Lemah Ireng



Gambar 3.5 Redesain jembatan menjadi *Cable Stayed*

3.5 Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan teknik atau tata cara perencanaan dari Tugas Akhir ini. Studi literatur meliputi jurnal, peraturan-peraturan, *text book*, dan juga hasil penelitian terdahulu yang berkaitan dengan perencanaan tugas akhir ini, Diantaranya adalah:

- 1 Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan
- 2 Teknik Pondasi Jilid 1 & 2
- 3 Rekayasa Pondasi Jilid 1 & 2
- 4 Mekanika Tanah Jilid 1 & 2
- 5 Analisa Desaiib Pondasi Jilid 1
- 6 Jurnal “ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG TIANG BOR PADA PROYEK MEDAN FOCAL POINT (STUDI KASUS) (oleh Sinar Jadi S, Roesyanto)

3.6 Perhitungan Beban Struktur Atas

Dalam tahap ini dilakukan perhitungan beban-beban yang akan diberikan dari struktur atas ke pondasi dan abutmen yang telah disesuaikan menurut peraturan-peraturannya seperti RSNI T-02-2005. Hasil dari tahapan ini adalah gaya paling besar berbagai macam kombinasi beban yang akan ditransferkan ke struktur bawah.

3.7 Analisa Desain Abutmen

Dilakukan perencanaan bentuk dan dimensi daripada abutmen dan melakukan perhitungan mengenai gaya-gaya yang akan diberikan oleh abutmen terhadap gaya-gaya luar.

3.8 Pengecekan Desain Abutmen

Dalam tahapan ini dilakukan pengecekan mengenai daya dukung dari abutmen terhadap beban-beban luar yang akan bekerja pada abutmen sehingga diketahui mengenai faktor keamanan yang tercapai apakah memenuhi atau tidak, jika tidak dilakukan desain awal lagi hingga ditemukan desain yang baik dalam menahan gaya luar yang akan diterima. Serta dilakukan pengecekan apakah butuh pondasi pile di bawah abutmen karena kapasitas daya dukung yang kurang.

3.9 Perencanaan Pondasi Dalam Tiang Bor

Dalam tahap ini dilakukan perhitungan dan perencanaan dimensi serta kedalaman tiang bor yang akan diperlukan dengan memvariasikan atas jarak pile dan jumlah pile dengan bentuk tabel dengan isi macam dimensi serta macam kedalaman yang dipergunakan. Juga diperhitungkan kebutuhan akan pemasangan tiang miring untuk menahan beban horizontal berlebih dari kapasitas daya dukung per tiang

3.10 Kesimpulan

Disini akan dipaparkan mengenai desain abutmen dan pondasi tiang bor yang terbaik dalam menahan beban-beban dari luar yang terjadi pada abutmen dan pondasi serta jumlah banyaknya tiang yang dibutuhkan serta formasi pemasangan pondasi dalamnya.

BAB IV PERENCANAAN ABUTMEN

4.1 Umum

Abutment adalah bangunan yang dipergunakan sebagai pondasi pada jembatan yang terletak pada tepi jembatan. Dalam perencanaan untuk pondasi jembatan adalah jalan tol dengan bentang total ± 25 m.



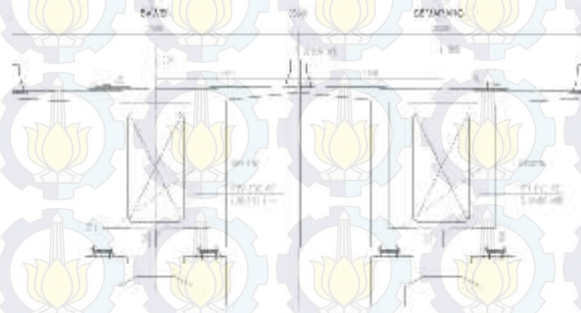
Gambar 4.1 Perencanaan Abutment A dan B.

4.2 Perencanaan Abutmen A

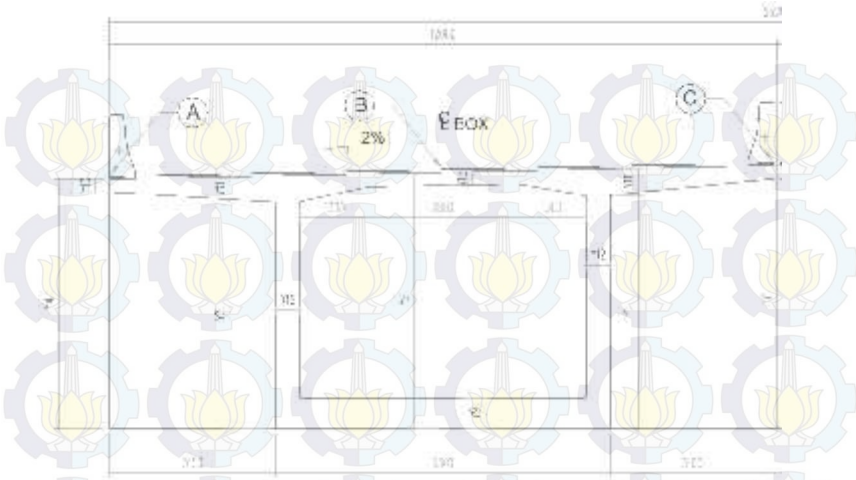
4.2.1 Pembebanan Struktur Atas

a. Beban Mati

Desain struktur atas jembatan dengan menggunakan box girder:



Gambar 4.2 Potongan melintang struktur atas jembatan(box girder).



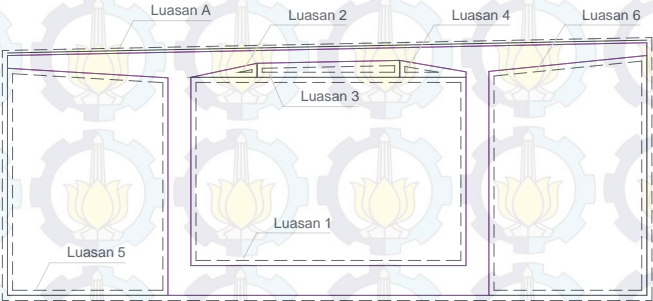
Gambar 4.3 Notasi dimensi box girder.

Tabel 4.1 Dimensi box girder yang membentang dari Abutmen1 – Pier1.

POTONGAN	Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8	Y9	Y10	Y11	Y12	Y13
1	3125	2563	3000	2437	2874	2562	3000	2436	2874	350	250	500	450	250
2	3157	2595	3032	2469	2906	2594	3032	2468	2906	354	250	500	450	250
3	3255	2693	3130	2567	3004	2692	3130	2566	3004	364	250	500	450	250
4	3417	2855	3292	2729	3166	2854	3292	2728	3166	383	250	500	450	250
5	3644	3082	3519	2956	3393	3081	3519	2955	3393	408	250	500	450	250
6	3937	3375	3812	3249	3686	3374	3812	3248	3686	441	250	500	450	250
7	4294	3732	4169	3606	4043	3731	4169	3605	4043	481	250	500	450	250
8	4718	4156	4593	4030	4467	4155	4593	4029	4467	529	250	500	450	250
9	5207	4645	5082	4519	4956	4644	5082	4518	4956	584	250	500	450	250
10	5762	5200	5637	5074	5511	5199	5637	5073	5511	646	250	500	450	250
11	6312	5750	6187	5624	6061	5749	6187	5623	6061	709	250	500	450	250
12	6836	6274	6711	6148	6585	6273	6711	6147	6585	768	250	500	600	250
13	7073	6511	6948	6385	6822	6510	6948	6384	6822	1100	250	500	800	1000
14	6881	6319	6756	6193	6630	6318	6756	6192	6630	800	250	500	800	600
15	6687	6125	6562	5999	6436	6124	6562	5998	6436	1100	250	500	800	1000

- **Beban Box Girder**

Total luas penampang dari box girder section 1-15 adalah:



Gambar 4.4 Penentuan daerah untuk perhitungan luasan dimensi 1 sisi box girder.

Hasil perhitungan dari luasan pada area box girder didapatkan hasil sebagai berikut dengan satuan dalam mm.

Tabel 4.2 Perhitungan luasan box girder per sambungan segmen.

POTONGAN	Luas A mm2	Luas Lubang						Luas 1 sisi mm2	Luas 2 sisi mm2
		1 mm2	2 mm2	3 mm2	4 mm2	5 mm2	6 mm2		
1	37643725	11318400	179400	851200	215800	7971075	8428900	8678950	17357900
2	38045325	11469600	179400	851200	215800	8071875	8528100	8729350	17458700
3	39275225	11944800	179400	851200	215800	8380575	8831900	8871550	17743100
4	41308325	12717000	179400	851200	215800	8890875	9334100	9119950	18239900
5	44157175	13807800	179400	851200	215800	9605925	10037800	9459250	18918500
6	47834325	15211800	179400	851200	215800	10528875	10946100	9901150	19802300
7	52314675	16923600	179400	851200	215800	11653425	12052800	10438450	20876900
8	57635875	18954000	179400	851200	215800	12989025	13367200	11079250	22158500
9	63772825	21297600	179400	851200	215800	14529375	14883100	11816350	23632700
10	70738075	23959800	179400	851200	215800	16277625	16603600	12650650	25301300
11	77640575	26589600	179400	851200	215800	18010125	18308600	13485850	26971700
12	84216775	27483900	179400	851200	215800	19660725	19933000	15892750	31785500
13	87191125	24881800	179400	851200	215800	20407275	20667700	19987950	39975900
14	84781525	25389400	179400	851200	215800	19802475	20072500	18270750	36541500
15	82346825	23067600	179400	851200	215800	19191375	19471100	19370350	38740700
16	78519075	25163400	179400	851200	215800	18230625	18525600	15353050	30706100

Tabel 4.3 Perhitungan volume *box girder* 2 sisi per bentang segmen.

POTONGAN	Luas A	Luas per bentang	Panjang Segmen	Volume
	mm ²	mm ²	mm	mm ³
1	37643725	17357900	17500	303.763.250.000
2	38045325	17408300	4500	78.337.350.000
3	39275225	17600900	4500	79.204.050.000
4	41308325	17991500	4500	80.961.750.000
5	44157175	18579200	4500	83.606.400.000
6	47834325	19360400	4500	87.121.800.000
7	52314675	20339600	4500	91.528.200.000
8	57635875	21517700	4500	96.829.650.000
9	63772825	22895600	4500	103.030.200.000
10	70738075	24467000	4500	110.101.500.000
11	77640575	26136500	4000	104.546.000.000
12	84216775	29378600	3500	102.825.100.000
13	87191125	35880700	2750	98.671.925.000
14	84781525	38258700	3750	143.470.125.000
15	82346825	37641100	3750	141.154.125.000
16	78519075	34723400	2750	95.489.350.000

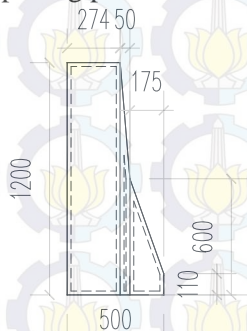
Maka beban mati dari *box girder* :

Beban *box girder* = V beton x B_j Beton prategang =

Beban *box girder* = 1.800,641 m³ x 2,640 T/m³ =
= 4.753,69224 T.

- Beban Pembatas Jalan**

Pembatas jalan terpasang 4 buah pada bentang lebar badan *box girder* yang terpasang pada sisi-sisi dari setiap *box girder*.

**Gambar 4.5** Dimensi pembatas badan jalan pada *box girder*.

Volume pembatas jalan dengan luas potongan = 435.925mm^2 , mempunyai panjang sejauh bentang *box girder* = 78.500mm , maka beban mati yg dimiliki oleh 4 buah pembatas jalan sepanjang bentang jembatan = $4 \times 435.925 \times 78.500 = 136.880.450.000\text{mm}^3 \sim 136,881\text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 328,5144 \text{ T}$.

- **Beban Aspal**

Kemudian berat aspal pada desain dengan desain ketebalan aspal $t=5\text{cm}$ maka beban aspal sepanjang bentang = $0,05\text{m} \times 25,2\text{m} \times 78.5\text{m} \times 2 \text{ T/m}^3 = 197,82 \text{ T}$

- **Beban Air Hujan**

(Asumsi dengan ketinggian genangan air hujan = $0,05\text{m}$)

Beban air hujan = $0,05 \times 25,2 \times 78,5 \times 1 = 98,91 \text{ T}$.

b. Beban Hidup

Beban hidup pada desain jembatan dimaksudkan pada perhitungan beban hidup dari beban lalu lintas. Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur yang bekerja tergantung dari lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari 2 bidang kontak pembebanan yang dimaksud adalah sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Dengan lebar jalan = lebar *box girder* – 4 buah pembatas jalan = $\pm 24\text{m}$ maka menurut SNI-T-02-2005 Tabel 11 jumlah lajur lalu lintas rencana pada desain jembatan tersebut = 6 buah dengan lebar per lajur $2,75\text{m}$ dan tambahan lajur luar selebar lajur lalu lintas kendaraan.

Tipe Jembatan (1)	Lebar Jalur Kendaraan (m) (2)	Jumlah Lejur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu lajur	4,0 - 5,0	1
Dua arah, tanpa median	5,5 - 6,25	2 (3)
	11,3 - 15,0	4
Banyak arah	6,25 - 11,25	3
	11,3 - 15,0	4
	15,1 - 18,75	5
	18,8 - 22,5	6

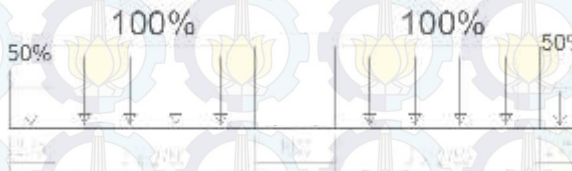
CATATAN (1) Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.

CATATAN (2) Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dengan median untuk banyak arah.

CATATAN (3) Lebar minimum yang aman untuk dua-lajur kendaraan adalah 6,0 m. Lebar jembatan antara 5,0 m sampai 6,0 m harus dihindari oleh karena hal ini akan memberikan kesan kepada pengendara seolah-olah memungkinkan untuk menyimp.

Gambar 4.6 Tabel 11 pada SNI-T-02-2005 mengenai lebar rencana dan jumlah lajur lalu lintas rencana.

Perhitungan beban hidup :



Gambar 4.7 Pembebanan UDL pada badan tol.

Beban yang diperhitungkan adalah beban “D”, yaitu UDL dan KEL

➤ Beban UDL (q)

$$L = 78,5\text{m} > 30\text{m}$$

$$q_{\text{udl}} = 9\text{kPa} \sim 900\text{kg/m}^2 \text{ (SNI-T-02-2005).}$$

$$\text{maka } (q) = 9(0,5 + (15/78,5))$$

$$= 6,219\text{kPa} \sim 621,9\text{kg/m}^2.$$

$$B_1 = 6 \times 2,75 = 16,5\text{m}$$

$$B_2 = 2 \times 2,75 = 5,5\text{m}$$

$$B_{\text{kerb}} = 2 \times 0,7 + 1 = 2,4\text{m}$$

$$L = 78,5\text{m}$$

$$R_{\text{Ludl}} = (1 \times q \times B_1 \times L) + (0,5 \times q \times B_2 \times L)$$

$$= (621,9 \times 16,5 \times 78,5) + (0,5 \times 621,9 \times 5,5 \times 78,5) + (1.046,22 \times 78,5)$$

$$\begin{aligned}
 &= 939.768\text{kg} \times K_{TD}^U \text{ (1.8 SNI T-02-2005)} \\
 &= 939.768\text{kg} \times 1,8 = \\
 &= 1.691.583\text{kg}
 \end{aligned}$$

➤ **Beban KEL (P)**

$$P = 49\text{kN/m} \sim 4.900\text{kg/m} \text{ (SNI-T-02-2005).}$$

DLA = dengan $L = 78,5\text{m}$, maka $DLA = 32,5\%$
(Gambar 8.faktor beban dinamis SNI-T-02-2005, Hal 25 dari 63)

$$\begin{aligned}
 P_{kel} &= (P) \times (1+DLA) \times K_{TD}^U \\
 &= (4.900\text{kg/m}) \times (1+32,5\%) \times 1,8 \\
 &= (4900) \times (0,675) \times 1,8 \\
 &= 11.686,5\text{kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{Lkel} &= (1 \times q \times B_1) + (0,5 \times q \times B_2) \\
 &= (11.686,5 \times 16,5) + (0,5 \times 11.686,5 \times 5,5) \\
 &= 224.965,125\text{kg}
 \end{aligned}$$

c. Beban Angin

Dengan posisi perencanaan pembangunan jembatan dari pantai lebih dari 5km maka kecepatan angin yang mungkin akan diterima oleh jembatan :

$$V_w = 30\text{m/s} \text{ (jarak bangunan > 5km dari pantai)}$$

$$C_w = \text{dengan nilai (lebar jembatan) / (tinggi konstruksi badan jembatan)} = 25/45 = 0.56$$

Dengan interpolasi, nilai C_w (Tabel 27 hal 34 dari 63 SNI-T-02-2005)

$$= 2,1 + [(0,56-1)/(2-1)] \times (1,5-2,1) = 2,36.$$

$$\begin{aligned}
 T_{ew1} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b = \\
 &= 0,0006 \times 2,36 \times (30)^2 \times (78.5 \times 5.7) \\
 &= 570,23028\text{kN} \sim 57,023028 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{ew2} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b = (\text{dengan } C_w = 1,2) \\
 &= 0,0012 \times 1,2 \times (30)^2 \times (78.5 \times 5.7) \\
 &= 579,8952\text{kN} \sim 57,98952 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{ew} &= (T_{ew1} + T_{ew2}) \times K_{TW}^U \\
 &= (57,023028 \text{ T} + 57,98952 \text{ T}) \times 1,2 \\
 &= 138,0150576 \text{ T}
 \end{aligned}$$

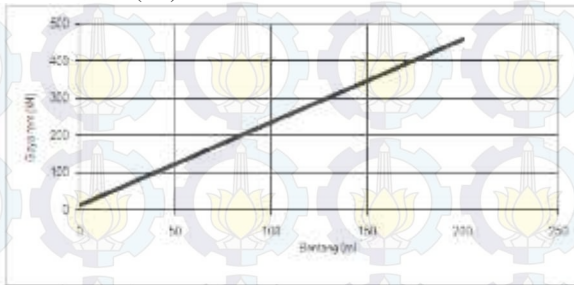
d. Beban Gesekan

Beban gesekan pada tumpuan bergerak (beban horizontal longitudinal pada perletakan):

$$\begin{aligned} H_L &= 0,15 \times (R_D + R_L) \times K''_{FB} \\ &= 0,15 \times (2.705,0259 \text{ T} + 1.954,019309 \text{ T}) \times 1,3 \\ &= 612,9618 \text{ T} \end{aligned}$$

e. Beban Rem

Beban rem (T_r) berdasarkan SNI-T-02-2005



Gambar 4.8 Gaya rem per lajur 2,75m (KBU)

Dengan bentang jembatan = 78,5m, didapat gaya rem = 189kN

$$T_r = 189 \times K_{TB}^U = 189 \text{ kN} \times 1,8 = 340,2 \text{ kN}$$

$$R_m = 0,5 \times T_r = 0,5 \times 340,2 \text{ kN} = 170,1 \text{ kN} \sim 17,01 \text{ T}$$

f. Beban Gempa Bangunan Atas

Beban gempa akan dimasukkan ke dalam software analisa struktur dengan memasukan lama spektrum gempa dari respon spektrum gempa zona 3.

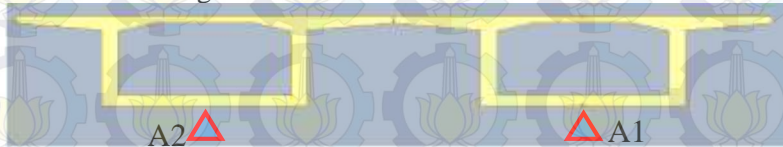
4.2.2 Pemodelan Jembatan Dengan Program Analisa

Didapatkan hasil analisa pada ujung bentang jembatan cantilever yang akan diaplikasikan ke dalam desain pilar adalah sebagai berikut:

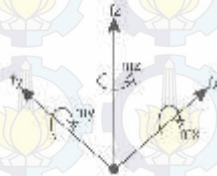


Gambar 4.9 Pemodelan jembatan cantilever bentang awal, dalam program analisa struktur.

Didapatkan gaya-gaya yang akan di transferkan ke dalam abutment 1 sebagai berikut:



Gambar 4.10 Posisi didapatkan hasil reaksi perletakan terhadap struktur dengan berbagai macam kombinasi pembebanan.



Gambar 4.11 Arah gaya-gaya positif (+) dalam pemodelan struktur jembatan *cantilever*, dan arah "X" adalah arah memanjang dari pemodelan struktur.

Tabel 4.4 Reaksi perletakan no.A1 pada abutment A.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		0,65	572,07	125,44	
c2		-1,2	378,53	369,05	
c3		-17,23	592,77	257,4	
c4		19,4	599,91	362,52	
c5		-1,21	378,27	369,05	

Tabel 4.5 Reaksi perletakan no.A2 pada abutment A.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		1,11	590,48	119,35	
c2		-1,52	377,53	369,05	
c3		-18,02	590,78	251,32	
c4		18,73	590,74	356,44	
c5		-1,52	377,78	369,05	

4.2.3 Pembebanan Abutment

Pada struktur abutment didesain pula dan dianalisa juga beban-beban dari abutment serta gaya-gaya yang akan membebani struktur abutment, contohnya adalah timbunan approach, serta dilakukan analisa stabilitas abutment.

a. Beban Gempa Bangunan Bawah

Arah Memanjang

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Dimana:

$$K_h = C \times S$$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

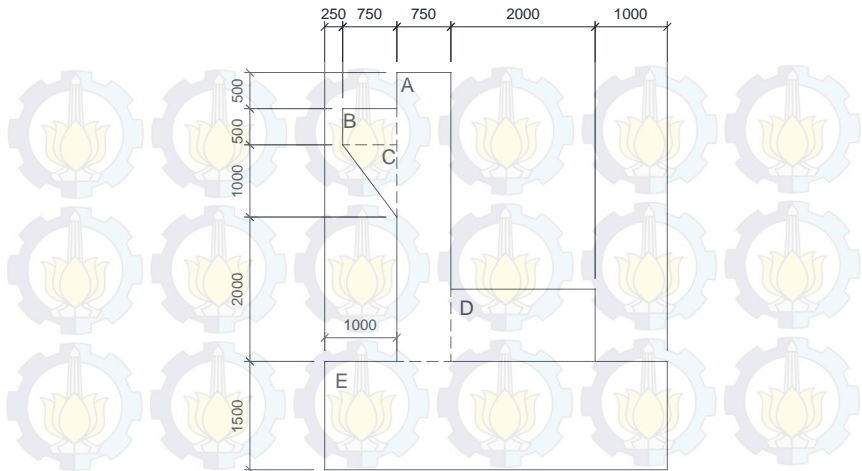
K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati + beban mati tambahan (kN)



Gambar 4.12 Rencana desain abutmen A.

Berat abutmen (Panjang x Tinggi x Lebar x Bj)

$$A = 0,75 \times 4,0 \times 28,0 \times 2400 = 201600,00$$

$$B = 0,75 \times 0,5 \times 28,0 \times 2400 = 25200,00$$

$$C = 0,75 \times 1,0 \times 0,50 \times 28,0 \times 2400 = 25200,00$$

$$D = 2,00 \times 1,5 \times 28,0 \times 2400 = 201600,00$$

$$E = 4,75 \times 1,5 \times 28,0 \times 2400 = 478800,00 +$$

$$\text{Total} = 932400,00 \text{ kg} \sim 932,40 \text{ T}$$

$$W_t = W_{\text{abutmen}}$$

$$= 932,40 \text{ T}$$

$$E = 4700 \times (f'c)^{1/2} \text{ (direncanakan dipergunakan beton mutu } f'c=35 \text{ MPa)}$$

$$= 4700 \times (35)^{1/2}$$

$$= 27805,5750 \text{ Mpa} \sim 2,78055750 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

Garis netral abutmen sumbu $X_{\text{horizontal}}$ dan Y_{vertikal}

$$Y_c = \frac{(A1.Y1) + (A2.Y2) + (A3.Y3) + (A4.Y4) + (A5.Y5)}{\Sigma A}$$

$$\Sigma A$$

$$= [(3 \times 3,5) + (0,375 \times 5,25) + (0,375 \times 4,167) + (2 \times 2) + (7,125 \times 0,75)] / 12,875$$

$$= 1,8155 \text{ meter (dari dasar)}$$

$$X_c = \frac{(A1.X1) + (A2.X2) + (A3.X3) + (A4.X4) + (A5.X5)}{\Sigma A}$$

$$\Sigma A$$

$$= [(3 \times 1,375) + (0,375 \times 0,625) + (0,375 \times 0,75) + (2 \times 2,75) + (7,125 \times 2,375)] / 12,875$$

$$= 2,1019 \text{ m (dari sisi kiri dasar abutmen)}$$

Momen Inersia

$$I_{Xc} = \Sigma (I_i + A_i \times y^2)$$

$$A = (1/12 \cdot 0,75 \cdot 4^3) + (0,75 \cdot 4) \times (5,75 - 1,8155 - 4/2)^2$$

$$= 15,2269 \text{ m}^4$$

$$B = (1/12 \cdot 0,75 \cdot 0,5^3) + (0,75 \cdot 0,5) \times (3,9345 - (0,5 + 0,5/2))^2$$

$$= 3,8107 \text{ m}^4$$

$$C = (1/36 \cdot 0,75 \cdot 1^3) + (0,75 \cdot 1 \cdot 0,5) \times (3,9345 - (0,5 + 0,5 + 1^2/3))^2$$

$$= 1,9494 \text{ m}^4$$

$$D = (1/12 \cdot 2 \cdot 1^3) + (2 \cdot 1) \times (3,9345 - (0,5 + 0,5 + 1 + 1/2))^2$$

$$= 0,5442 \text{ m}^4$$

$$E = (1/12 \cdot 4,75 \cdot 1,5^3) + (4,75 \cdot 1,5) \times (1,8155 - 1,5/2)^2$$

$$= 9,4249 \text{ m}^4$$

$$I_{Xc} = 30,9561 \text{ m}^4$$

$$I_{Yc} = \Sigma (I_i + A_i \times x^2)$$

$$A = (1/12 \cdot 4 \cdot 0,75^3) + (0,75 \cdot 4) \times (2,1019 - 0,25 - 0,75 - 0,375)^2$$

$$= 1,7258 \text{ m}^4$$

$$B = (1/12 \cdot 0,5 \cdot 0,75^3) + (0,75 \cdot 0,5) \times (2,1019 - 0,25 - 0,375)^2$$

$$= 0,8355 \text{ m}^4$$

$$C = (1/36 \cdot 1 \cdot 0,75^3) + (0,75 \cdot 1 \cdot 0,5) \times (2,1019 - 0,25 - 0,75 \cdot 2/3)^2$$

$$= 1,3824 \text{ m}^4$$

$$D = (1/12 \cdot 1 \cdot 2^3) + (2 \cdot 1) \times (2,1019 - 0,25 - 0,75 - 1)^2$$

$$= 1,5067 \text{ m}^4$$

$$E = (1/12 \cdot 1,5 \cdot 4,75^3) + (4,75 \cdot 1,5) \times (2,1019 - 4,75/2)^2$$

$$= 13,9279 \text{ m}^4$$

$$I_{Yc} = 19,3783 \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{3EJ}{L^3} = \frac{3 \cdot 2,7 \times 10^5 \cdot 3,9}{4,7^3} = 2.409.670,765 \text{ kg/m}$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{8}{9,8 \cdot 2,4 \cdot 0,6 \cdot 0,7}} = 1,209$$

Dari gambar.14, SNI-T-02-2005 dengan nilai $T=1,209$ dan wilayah gempa 3 maka didapat nilai $C=0,1$.

S = Faktor tipe bangunan = 1,3 (jembatan preategang penuh SNI-T-02-2005, hal 44 dari 63)

I = Faktor kepentingan untuk lalu lintas padat = 1,0
(jembatan permanen dan tersedia rute alternatif SNI-T-02-2005, hal 43 dari 63)

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_T \\ &= C \times S \times I \times W_T \\ &= 0,1 \times 1,3 \times 1,0 \times 932,40 \text{ T} \\ &= 121,212 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{EQ} &= 121,212 \times 0,5 \\ &= 60,61 \text{ T} \end{aligned}$$

Arah Melintang

Momen Inersia

Karena bentuk abutmen yang jika dilihat dari bagian melintang berbentuk segi 4 maka perhitungan inersia:

$$\begin{aligned} I_{xc} &= \Sigma(I_i + A_i \times y^2) \\ A &= (1/12 \cdot 25,2 \cdot 3^3) + (25,2 \cdot 3) \times (2,18)^2 \\ &= 415,9814 \text{ m}^4 \\ B &= (1/12 \cdot 25,2 \cdot 1^3) + (25,2 \cdot 0,5) \times (0,18)^2 \\ &= 2,91648 \text{ m}^4 \\ C &= (1/36 \cdot 25,2 \cdot 1,5^3) + (25,2 \cdot 1,5) \times (1,07)^2 \\ &= 50,3647 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$I_{xc} = 469,2629 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} I_{yc} &= \Sigma(I_i + A_i \times x^2) \\ A &= (1/12 \cdot 3 \cdot 25,2^3) + (0,75 \cdot 25,2) \times (12,6)^2 \\ &= 16003,008 \text{ m}^4 \\ B &= (1/12 \cdot 1 \cdot 25,2^3) + (0,75 \cdot 25,2) \times (12,6)^2 \\ &= 5334,336 \text{ m}^4 \\ C &= (1/36 \cdot 1,5 \cdot 25,2^3) + (0,75 \cdot 25,2) \times (12,6)^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 8001,504\text{m}^4 \\
 I_{yc} &= 293380848\text{m}^4 \\
 Kp &= \frac{3.E.I}{L^3} = \frac{3.2,7 \times 10^4 \cdot 2}{4,7^3} = 3,6517 \times 10^{10} \text{kg/m} \\
 T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{5.K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6,2 \cdot 4}{5 \times 3,6 \cdot 1}} = 0,009
 \end{aligned}$$

Dari gambar.14, SNI-T-02-2005 dengan nilai $T=0,009$ dan wilayah gempa 3 maka didapat nilai $C=0,15$.

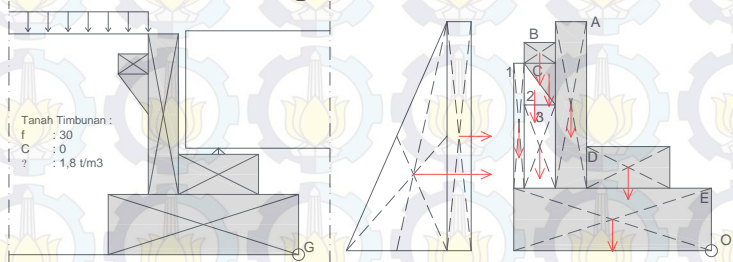
S = Faktor tipe bangunan = 1,3 (jembatan preategang penuh SNI-T-02-2005, hal 44 dari 63)

I = Faktor kepentingan untuk lalu lintas padat = 1,0 (jembatan permanen dan tersedia rute alternatif SNI-T-02-2005, hal 43 dari 63)

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= K_h \times I \times W_T \\
 &= C \times S \times I \times W_T \\
 &= 0,15 \times 1,3 \times 1,0 \times 932,40 \text{ T} \\
 &= 181,82 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{EQ} &= 181,82 \times 0,5 \\
 &= 90,91 \text{ T}
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Bangunan Bawah



Gambar 4.13 Pembebanan oleh abutmen, tanah timbunan dan beban di atas tanah timbunan.

1. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Momen ke Arah Lembah

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) menggunakan persamaan:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$= \tan^2(45-30/2)$$

$$= 0,333$$

Di belakang abutment terdapat beban kendaraan yang equivalent dengan urugan tanah setinggi 0,6m serta beban perkerasan yang di asumsikan setebal 10cm

$$q_1 = 0,6 \times 1,8 = 1,08 \text{ T/m}^2$$

$$q_2 = 0,1 \times 2,2 = 0,22 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{tot}} = 1,08 + 0,22 = 1,3 \text{ T/m}^2$$

Gaya horizontal tanah terhadap abutment

$$h_a \text{ tanah} = .h.Ka - 2.C.\sqrt{k}$$

$$= 1,8 \times 5,0 \times 0,333 - 2 \times 0 \times \sqrt{0,333}$$

$$= 2,9997 \text{ t/m}^2$$

$$y_{\text{tanah}} = \frac{1}{3} \times 5,0 = 1.6667 \text{ m}$$

$$h_a \text{ beban} = q.Ka$$

$$= 1,3 \times 0,333$$

$$= 0,4329 \text{ T/m}^2$$

$$y_{\text{beban}} = \frac{1}{2} \times 5,0 = 2,5 \text{ m}$$

$$Ea = h_a \times h$$

$$Ea_1 = 2,997 \times 5,0 \times 0,5 = 7,493 \text{ T m/m}$$

$$Ea_2 = 0,433 \times 5,0 = 2,165 \text{ T m/m}$$

$$Ea = 7,499 + 2,165 = 9,658 \text{ T m/m}$$

Titik tangkap dari dasar abutmen :

$$y = \frac{\sum (E \times l_i)}{\sum E}$$

$$= \frac{(7,4 \times 5/3) + (2,1 \times 2,5)}{(7,4 + 2,1)}$$

$$= 1,85 \text{ m}$$

Lebar abutmen = 28 m

$$Ea = 9,658 \text{ T/m} \times 28 \text{ m}$$

$$= 270,42 \text{ T}$$

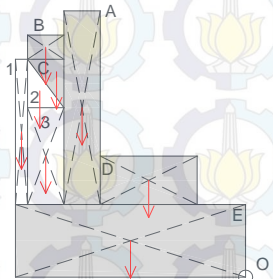
Momen akibat tekanan tanah ke arah lembah dengan titik putar di titik "O"

$$M^+ = 270,42 \text{ T} \times 1,85 \text{ m}$$

$$= 500,28 \text{ T m}$$

2. Perhitungan Tekanan Tanah Pasif dan Momen ke Arah Timbunan

Pada perencanaan ini tekanan tanah pasif tidak diperhitungkan karena konstruksi dihitung untuk kondisi kritis dimana gaya tanah aktif dilawan hanya oleh gaya dari abutmen dan tanah timbunan yang berada di atas poer abutmen.



Gambar 4.14 Diagram tekanan abutmen.

Tabel 4.6 Perhitungan Momen penahan.

Segmen	Dimensi			Berat Jenis (t/m^3)	Berat Segmen (t)	y_o (m)	M^- (t m)
	B (m)	H (m)	L (m)				
A	0,75	4,00	28,00	2,40	201,60	3,38	680,40
B	0,75	0,50	28,00	2,40	25,20	4,13	103,95
C	0,75	1,00	28,00	2,40	25,20	4,00	100,80
D	2,00	1,00	28,00	2,40	134,40	2,00	268,80
E	4,75	1,50	28,00	2,40	478,80	2,38	1137,15
1	0,25	3,50	28,00	1,80	44,10	4,63	203,96
2	0,75	1,00	28,00	1,80	18,90	4,25	80,33
3	0,75	2,00	28,00	1,80	75,60	4,13	311,85

Sehingga didapatkan berat abutmen serta momen penahan guling tanah aktif dari beban abutmen dan tanah urugan sebesar

$$W_a = 1003,80 \text{ T}$$

$$M = 2887,24 \text{ T m}$$

3. Perhitungan Beban Tekanan Tanah Akibat Gempa

$$K_{ag} = \frac{C \cdot \frac{1}{2}(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cdot C \cdot \frac{1}{2} \beta \cdot C \cdot (\delta + \beta + \theta)}$$

Dimana :

K_{ag} = Koefisien tekanan aktif dinamik

= Kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal = 0

K_h = Koefisien gempa horizontal : C.I arah melintang = $0,15 \times 1 = 0,15$

K_v = Koefisien gempa vertikal = 0,1

= Koefisien gempa horizontal : $\arctg K_h = 8,531$

= Sudut geser rencana tembok dengan tanah = 0°

= Sudut geser dalam tanah = 30°

= Kemiringan urugan 0

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{s \cdot (\phi + \delta) \cdot x \cdot s \cdot (\phi - \theta - \alpha)}{c \cdot (\delta + \beta + \theta) \cdot x \cdot c \cdot (\beta - \alpha)}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left[1 + \sqrt{\frac{s \cdot (3 + 0) \cdot x \cdot s \cdot (3 - 8,5 - 0)}{c \cdot (0 + 0 + 8,5) \cdot x \cdot c \cdot (0 - 0)}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= 2,045$$

$$K_{ag} = \frac{C \cdot \frac{1}{2}(3 - 8,5 - 0)}{2,045 \cdot C \cdot 8,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0 \cdot C \cdot (0 + 0 + 8,5)}$$

$$= 0,433$$

$$T_{ag} = 0,5 \times t \times H_{tmb}^2 \cdot (1 - K_v) \times K_{ag}$$

$$= 0,5 \times 1,8 \times 5^2 \times (1 - 0,1) \times 0,433$$

$$= 8,767$$

Tanah menekan selebar : 28 m

$$T_{ag} = 8,767 \times 28 = 245,48 \text{ T}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$$

$$= \tan^2(45 - 30/2)$$

$$= 0,333$$

$$T_a = \frac{1}{2} \times t \times H^2 \times K_a$$

$$= 0,5 \times 1,8 \times 5^2 \times 0,333$$

$$= 7,5 \text{ T/m}$$

Ta sepanjang 28m

$$= 7,5 \times 28$$

$$= 210 \text{ T}$$

$$Tag = Tag - Ta$$

$$= 245,48 - 210$$

$$= 35,48 \text{ T}$$

$$Y' = \frac{T \cdot \frac{1}{3}H + A \cdot 0,6H}{T}$$

$$= \frac{2 \cdot \frac{1}{3}5 + 3,4 \cdot 0,6 \times 5}{2 \cdot 4}$$

$$= 1,859$$

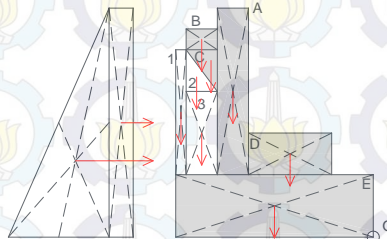
Titik tangkap gempa : $\frac{2}{3} \times 4,75$

$$= 3,167 \text{ m dari dasar}$$

$$My = 35,48 \times 3,167 = 112,37 \text{ T m}$$

4.2.4 Stabilitas Struktur Abutment

Gaya-gaya yang akan dibebankan pada struktur abutment adalah struktur abutment dan tanah timbunan. Pertama akan dilakukan analisa stabilitas abutment beberapa kontrol struktur yakni terhadap guling, geser, sliding



Gambar 4.15 Diagram tekanan tanah dan abutmen.

1. Guling

a. Momen Guling

Gaya lateral tanah

$$M_{\text{guling}} = Ea \text{ Tanah} \times \text{Jarak dasar abutment ke titik berat gaya tekan tanah aktif}$$

$$M_{\text{guling}} = 9,658 \times 1,85 = 17,90 \text{ T m/m}$$

Momen Penahan

Gaya pasif tanah dan beban sendiri abutmen

Tabel 4.7 Perhitungan Momen tahanan.

Segmen	Dimensi		Bj (t/m ³)	Berat segment (ton)	y _o (m)	M [*] (ton m)
	B (m)	H (m)				
A	0,75	4,00	2,40	7,20	3,38	24,30
B	0,75	0,50	2,40	0,90	4,13	3,71
C	0,75	1,00	2,40	1,80	4,00	7,20
D	2,00	1,00	2,40	4,80	2,00	9,60
E	4,75	1,50	2,40	17,10	2,38	40,61
1	0,25	3,50	1,80	1,58	4,63	7,28
2	0,75	1,00	1,80	1,35	4,25	5,74
3	0,75	2,00	1,80	2,70	4,13	11,14

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tahan}} &= 109,58 \text{ T m/m} \\
 SF &= M_{\text{tahan}} / M_{\text{guling}} \\
 &= 109,58 / 17,90 \\
 &= 6,12 > 1,5 \quad \text{“ OK “}
 \end{aligned}$$

2. Geser

$$\begin{aligned}
 a &= \text{Karakteristik adhesi tanah dengan abutment} \\
 &= (0.5 \sim 0.7) C, C = 0
 \end{aligned}$$

$$= 0.6 \times 0 = 0$$

$$\begin{aligned}
 b &= \text{Lebar pondasi} \\
 &= 28\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W &= \text{Komposisi vertikal dari R} \\
 &= \text{Wabutmen + tanah} \\
 &= 1003,80 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_x &= \text{Komposisi horizontal dari tanah } (\Sigma E_a \text{ tanah}) \\
 &= 270,42 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_y &= \text{Komposisi horizontal dari perletakan max} \\
 &= 181,82 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$= \text{factor lekatan / hambatan antara tanah dan pondasi. Menurut bowless koefisien gesekan antara basis}$$

tanah boleh di ambil sebagai ($\tan \phi$ 0,6 $\tan \phi$) dengan $\phi = 30$

$$\begin{aligned} SF_x &= \frac{axb + Wxt \cdot \phi}{P} = \frac{0x2 + 1,8 \cdot xt \cdot 3}{2,6} \\ &= 2,398 > 1,5 \quad \text{"Ok"} \\ SF_y &= \frac{axb + Wxt \cdot \phi}{P} = \frac{0x2 + 1,8 \cdot xt \cdot 3}{1,8} \\ &= 3,188 > 1,5 \quad \text{"Ok"} \end{aligned}$$

3. Sliding

$$SF = \frac{(c + w \cdot c \cdot \frac{\theta}{L} \cdot \tan \phi) H}{w \cdot s \cdot \frac{\theta}{L} \cdot R}$$

Dimana :

w = Berat tanah irisan

Ln = Panjang garis kelongsoran di bawah irisan

θ = Sudut lingkaran

C = Kohesi tanah

ϕ = Sudut geser tanah

R = Jari-jari lingkaran = $\frac{H}{(2 \cdot s \cdot s \cdot \frac{\theta}{L})}$

Dari grafik Braja M.Das hal. 180 diperoleh:

B = 90° diperoleh

= 48°

= 30°

$$R = \frac{5,5}{2 \cdot s \cdot 4 \cdot s \cdot \frac{3}{2}} = 14,30 \text{ m}$$

$$L = \frac{H}{s \cdot \alpha \cdot s \cdot 4} = \frac{5,5}{s \cdot \alpha \cdot s \cdot 4} = 7,401 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} w &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K \\ &= 0,5 \times 1,8 \times 5,5^2 \times 0,333 \\ &= 9,07 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Wt &= w \cdot L \\ &= 9,07 \times 7,401 = 67,13 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{(0 + 6,1 \cdot c \cdot \frac{3}{2,4} \cdot \tan 30) \times 1,3}{6,1 \cdot s \cdot \frac{3}{2,4} \cdot 1,3} \\ &= 8,15 > 1,5 \quad \text{"OK"} \end{aligned}$$

4. Daya dukung abutment

V_1 = reaksi perletakan jembatan

$$= 1190,65 \text{ T}$$

V_2 = beban abutment dan tanah timbunan

$$= 1003,80 \text{ T}$$

$$V = 1190,65 + 1003,80$$

$$= 2194,45 \text{ T}$$

$$M = (M_{\text{tahan}} - M_{\text{guling}}) \times \text{Lebar}$$

$$= (45,92 - 17,90) \times 28$$

$$= 784,56 \text{ T m/m}$$

Teg tanah:

$$q = \frac{\sum V}{A} + \frac{\sum M}{\frac{1}{2} \times B^2 \times x} = \frac{2194,45}{2 \times 4,7} + \frac{784,56}{\frac{1}{2} \times 4,7^2 \times 2} = 18,98 \text{ T/m}$$

Lapisan tanah di bawah abutment (data digunakan dengan data tanah timbunan)

$$\gamma_t = 1,64 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,64 - 1 = 0,64 \text{ T/m}^2$$

$$= 0$$

$$c = 0,4 \text{ kg/cm}^2 = 4 \text{ T/m}^2$$

Untuk $\phi = 0$ didapatkan data :

$$N_c = 5,7$$

$$N_q = 0$$

$$N = 1$$

$$q_r = [(c \cdot N_c) + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma]$$

$$= [(c \cdot N_c) + \gamma_t \cdot D_f \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma]$$

$$= [(4,5,7) + 1,64 \cdot 5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 1,64 \cdot 26 \cdot 1]$$

$$= 39,86 \text{ T/m}^2$$

$$SF = q_r / q > 3$$

$$= 39,86 / 18,98 = 2,1 < 3$$

Safety Factor tidak terpenuhi maka daya dukung vertikal akan dipergunakan perencanaan tiang pondasi.

Perhitungan daya dukung tiang :

Tabel 4.8 Beban-beban dari struktur abutment.

Beban	V (ton)	F _x (ton)	F _y (ton)	ordinat (m)	M _x (ton m)	M _y (ton m)
M	1003,80					
H						
T _a		270,42		1,85		500,28
G _g						
R _m						
A						
H _{g_a}						
H _{g_b}		121,21	181,82	1,82	220,06	330,09
T _{ag}		35,48		3,17		112,37

Tabel 4.9 Beban kombinasi dari struktur abutment.

	f _x t	f _y t	f _z t	m _x tm	m _y tm
c1			1003,80		
c2	270,42		1003,80		500,28
c3	270,42		1003,80		500,28
c4	427,11	181,82	1003,80	220,06	942,74
c5	121,21	181,82	1003,80	220,06	330,09

Tabel 4.10 Beban kombinasi dari struktur atas.

	F _x (ton)	F _y (ton)	F _z (ton)	M _x (ton m)	M _y (ton m)
c1		1,76	1162,55	244,79	
c2		-2,72	756,06	738,1	
c3		-35,25	1183,55	508,72	
c4		38,13	1190,65	718,96	
c5		-2,73	756,05	738,1	

Dengan adanya nilai e dari titik gaya reaksi pada jembatan sebesar 2,5m maka ada nilai momen tambahan sebesar:

$$\begin{aligned}
 C1 &= 1,76 \times 2,5\text{m} &= 4,40 \text{ T m} \\
 C2 &= -2,72 \times 2,5\text{m} &= -6,80 \text{ T m} \\
 C3 &= -35,25 \times 2,5\text{m} &= -88,13 \text{ T m} \\
 C4 &= 38,13 \times 2,5\text{m} &= 95,325 \text{ T m} \\
 C5 &= -2,73 \times 2,5\text{m} &= -6,83 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

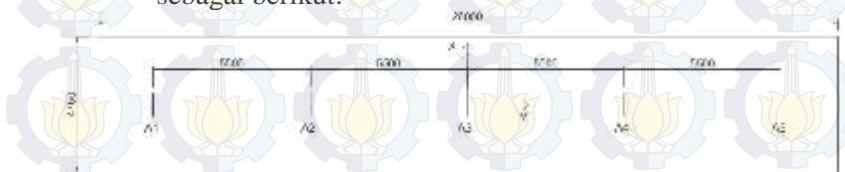
Sehingga setelah beban dan reaksi dari struktur atas dan bawah di gabungan mendapatkan nilai sebesar :

Tabel 4.11 Beban kombinasi dari struktur atas dan abutment.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1	0,00	1,76	2166,35	244,79	0,00
c2	270,42	-2,72	1759,86	738,10	500,28
c3	270,42	-35,25	2187,35	508,72	500,28
c4	427,11	219,95	2194,45	939,02	942,74
c5	121,21	179,09	1759,85	958,16	330,09

Maka kondisi $V_{\max} = \text{comb 4}$, $f_{x\max} = \text{comb 4}$, $f_{y\max} = \text{comb 4}$, $M_{x\max} = \text{comb 4}$, $M_{y\max} = \text{comb 4}$.

Coba dipergunakan kombinasi pemasangan tiang sebagai berikut:



Gambar 4.16 Pola pemasangan pondasi tiang.

- Perhitungan P_{\max} tiang pada Kombinasi 4:

$$\begin{aligned}
 P_{A5} &= \frac{V}{n} + \frac{M \cdot y}{\sum y^2} + \frac{M \cdot x}{\sum x^2} \\
 &= \frac{2}{5} + \frac{1}{2,1^2 + 2,5,5^2} + \frac{7}{4^2} \\
 &= 476,50 \text{ T} \\
 P_{A1} &= \frac{V}{n} - \frac{M \cdot y}{\sum y^2} - \frac{M \cdot x}{\sum x^2} \\
 &= \frac{2}{5} - \frac{1}{2,1^2 + 2,5,5^2} - \frac{7}{4^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 401,28 \text{ T} \\
 P_{A4} &= 457,70 \text{ T} \\
 P_{A2} &= 420,08 \text{ T} \\
 P_{A3} &= 438,89 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.12 Nilai P pada masing-masing tiang dengan kombinasi 1 - 5.

	Kombinasi				
	1	2	3	4	5
	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)
P A5	442,33	378,56	452,76	476,50	386,56
P A1	424,21	325,38	422,18	401,28	317,38
P A4	437,80	365,27	445,12	457,70	369,27
P A2	428,74	338,68	429,82	420,08	334,67
P A3	433,27	351,97	437,47	438,89	351,97

Maka didapatkan Pmax pada tiang pondasi adalah sebesar 476,50 T, Selanjutnya dilakukan perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan data tanah sebagai berikut (data tanah digunakan data tanah sekitar karena tidak mendapatkan data tanah pada STA yang diperhitungkan):

Tabel 4.13 Data tanah pada STA 5+640 As.

Kedalaman	Jenis Tanah	t	Nq	Cu	sat
		(gr/cc)			(gr/cc)
0m - 3m	Lempung berlanau	1,63		1,08	1,75
3m - 6m	lempung berlanau	1,69		0,16	1,78
6m - 9m	lanau berlempung berpasir (cadas)	1,85	37,33	82,50	1,85
9m - 12m	lanau berlempung berpasir (cadas)	1,84		1,26	1,84
12m - 15m	lempung berlanau berkerikil (cadas)	1,86		2,98	1,86
15m - 18m	lempung berlanau berkerikil (cadas)	1,85		3,05	1,85
18m - 21m	Lempung lanau	1,93		2,99	1,93

Direncanakan menggunakan tiang bored pile dengan mutu beton $f'c = 30 \text{ MPa}$ dan mutu tulangan 400 MPa

$$\begin{aligned}
 D_s &= 2,257 * \sqrt{\frac{Q_e}{f_{rc}}} \\
 &= 2,257 * \sqrt{\frac{4,5 * 4,2}{3 * 1}} \\
 &= 0,89 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipergunakan :

$$\begin{aligned}
 D_s &= 1,7 \text{ m} \\
 D_b &= D_s - D_b - 3 D_s \\
 &= \text{digunakan } 2,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan akan dipasang hingga kedalaman 15m

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

$$\begin{aligned}
 Q_{e\text{lemp.}} &= (1/4 * D^2) * C_u * N_c \\
 &= 5,94 * 299,00 \text{ kN/m}^2 * 9 \\
 &= 15983,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_f = Q_{f1\text{lemp}} + Q_{f2\text{lemp}} + Q_{f3\text{pas}} + Q_{f4\text{lemp}} + Q_{f5\text{lemp}}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{f1\text{lemp}} &= f * C * p * \Delta L \\
 &= 0,4 * 105,35 \text{ k/m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\
 &= 675,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{f2\text{lemp}} &= 0,4 * 15,25 \text{ k/m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\
 &= 97,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{f3\text{pas}} &= \pi * D * (1 - \sin \alpha) * \tan f * t_1 * t_2 * h \\
 &= \pi * 1,7 \text{ m} * (1 - \sin 37,33) * \tan(0,8 * 37,33) * 427,62 \text{ k/m} \\
 &= 516,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{f4\text{lemp}} &= 0,4 * 122,99 \text{ k/m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\
 &= 788,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{f5\text{lemp}} &= 0,4 * 292,09 \text{ k/m}^2 * (\pi * 1,75) * 3 \text{ m} \\
 &= 1871,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_f &= 675,17 + 97,73 + 516,14 + 788,22 + 1871,95 \\
 &= 3949,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_u = 19932,50 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= Q_u / SF, \text{ Dipergunakan } SF = 3 \\
 &= 19932,50 / 3 \\
 &= 6644,17 \text{ kN} / 9,81 \\
 &= 677,98 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Cek $Q_d > Q_w$

677,98 T > 476,50 T, OK

- Efektifitas daya dukung pile dengan rumus *Converse Labare* :

$$\begin{aligned} Co &= 1 - \frac{a}{9} \cdot \frac{t_1 \left(\frac{D}{S} \right)}{t_1 \left(\frac{2,7}{5,5} \right)} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \frac{a}{9} \cdot \frac{t_1 \left(\frac{2,7}{5,5} \right)}{t_1 \left(\frac{2,7}{5,5} \right)} * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{1} \right) \\ &= 0,7638662118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= Q_d * Co \\ &= 677,98 * 0,763866 \\ &= 517,89 \text{ T} > P_{max} \text{ "476,50" OK} \end{aligned}$$

- Titik jepit tiang.
Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} E &= \text{Modulus elastisitas tiang } 4700 \cdot \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \text{Inersia penampang pile} = (1/64) * D^4 \\ &= 0,41 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_h &= \text{koef. Variasi modulus Terzaghi} \\ &= \text{digunakan } n_h = 5 \text{ MN/m}^3, \text{ karena tanah} \\ &\text{terdiri dari tanah lempung dan pasir} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \sqrt{\frac{E \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{6} \right) \cdot \pi \cdot 1,7^4}{5 * 1}} \\ &= 4,622 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_f &= 1,8 \text{ T} \\ &= 1,8 * 4,622 \\ &= 8,32 \text{ m} \end{aligned}$$

e = karena tiang merupakan tiang kelompok
maka tiang dianggap *fixed head*,
sehingga e = 0

$$Z_{f+e} = 8,32$$

- Cek tiang panjang atau pendek:
 $L > 2T$
 $15 > 9,24$, maka termasuk tiang elastis

Momen maksimum pada pile

$$H_{max} = 427,11 / 5 = 85,42 \text{ T} \sim 837,97 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= H(e+Z_f)/2 \\ &= 837,97(8,32)/2 \\ &= 3485,96 \text{ kN m} \end{aligned}$$

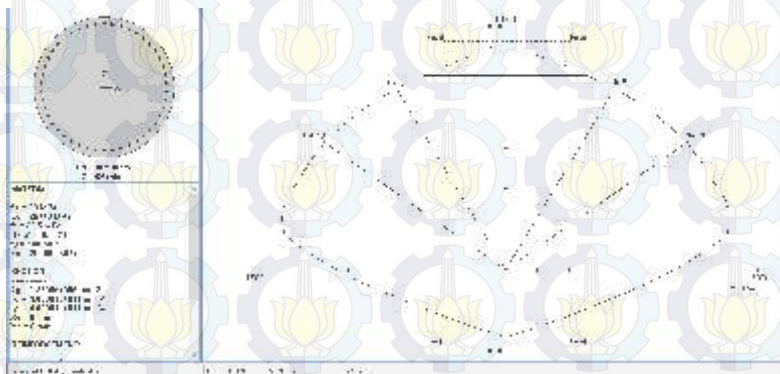
Dengan menggunakan program bantu analisa diagram interaksi dicacari Momen Lentur izin pile dengan data-data sebagai berikut:

$$\text{Tulangan} = 46\text{D}36, A_s = 46822 \text{ mm}^2, p = 2\%$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 50 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 Diagram Interaksi Pile linglaran dengan nilai $M_n = \pm 10854 \text{ kN m}$.

- Daya lateral menggunakan rumus Broms.
 Kategori tiang
 Dengan data-data:
 $D = 1,7 \text{ m}$

$$C_u \text{ rerata} = 139,11 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 427,11 \text{ T} / 5 = 85,42 \text{ T}$$

$$= 837,99 \text{ kN}$$

$$L1 = \left[\frac{M}{4,5 C_u D} + 2,25 D^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left[\frac{1}{4,5 * 1,1 * 1,7} + 2,25 1,7^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= 4,09 \text{ m} < L \text{ "15 m", maka cek nilai L2}$$

$$L2 = 1,5D + f2 + g2$$

$$f2 = -1,5D + \left[(1,5D)^2 + \left(\frac{M}{2,2 C_u D} \right)^{1,5} \right]^{\frac{1}{1,5}}$$

$$= -1,5 * 1,7 + \left[(1,5 * 1,7)^2 + \right.$$

$$\left. \left(\frac{1}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right)^{1,5} \right]^{\frac{1}{1,5}}$$

$$= 2,64 \text{ m}$$

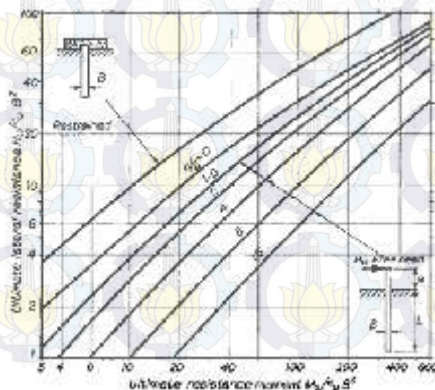
$$g2 = \left[\frac{M}{2,2 C_u D} \right]^{\frac{1}{1,5}}$$

$$= \left[\frac{1}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right]^{\frac{1}{1,5}}$$

$$= 4,52 \text{ m}$$

$$L2 = 1,5 * 1,7 + 2,64 + 4,52$$

$L2 = 9,70 < L \text{ "15 m"}$ maka tiang merupakan tiang panjang
cek daya dukung lateral (Q_L) dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 4.18 Grafik daya dukung lateral untuk tiang panjang.

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{M}{C \cdot D^2} \\
 &= \frac{1}{1,1 \cdot 1,7^2} \\
 &= 15,88
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan grafik 4.1 dengan memasukkan angka X pada sumbu X tarik ke atas hingga berpotongan dengan garis grafik tiang kepala tertahan, tarik garis ke kiri hingga menabrak sumbu Y didapatkan angka = 13,4

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{Q}{C \cdot D^2} \\
 Q_l &= Y \cdot C \cdot D^2 \\
 &= 13,4 \cdot 139,11 \cdot 1,7^2 \\
 &= 5387,28 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

- Efisiensi daya dukung lateral :
 Dengan jarak antar tiang terkecil = 5,5 m = 2Db
 Maka El dengan nilai S = 2Db = 25%
 Maka Ql izin :

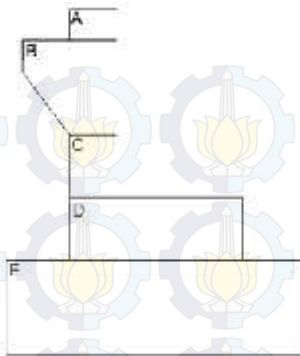
$$\begin{aligned}
 Q_{li} &= 5387,28 \text{ kN} \cdot 25\% \\
 &= 1346,82 \text{ kN} \sim 137,29 \text{ T}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung gaya horizontal :

$$\begin{aligned}
 Q_{li} &> H \\
 137,29 &> 85,42, \text{ OK}
 \end{aligned}$$
 Daya dukung horizontal 1 tiang > dari gaya horizontal pada 1 tiang

4.2.5 Penulangan Struktur Abutment

Perhitungan tulangan abutment akan dibagi menjadi beberapa segment seperti berikut:



Gambar 4.19 Pembagian segment penulangan pada abutment A.

1. Segment A



Gambar 4.20 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "O".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 * 0,75 * 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 1,35 * 0,375 = 0,506 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 * 0,506 = 0,608 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \text{balance} &= \frac{0,8 * f'c * \beta 1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) = \\
 &\quad \beta 1 \text{ untuk } f'c = 30 \text{ MPa} \\
 &= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85) \\
 &= 0,69 \\
 &= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right) \\
 &= 0,0439 \\
 \text{max} &= 0,75 * \text{balance} \\
 &= 0,75 * 0,0439 \\
 &= 0,03299
 \end{aligned}$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2 \\
 &= 750 - 80 - 28/2 \\
 &= 656 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M}{0,8 * D * d^2} \\
 &= \frac{0,6 * 1^6}{0,8 * 1^6 * 6^2} \\
 &= 0,0016
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f}{0,8 * f'c} = \frac{4}{0,8 * 5} \\
 &= 9,412 \\
 &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R}{f}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,0016}{4}} \right) \\
 &= 0,000004
 \end{aligned}$$

Cek $m_n < m_{\max} = 0,0035 < 0,000004 < 0,0329$, maka dipakai $m_{\min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$\text{As} = b d = 0,0035 * 500 * 696 = 1218 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{susut}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 696 = 2436 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

Tul. tarik utama : 2D28 $A_s = 1231,51 \text{ mm}^2$

Tul. susut : D28-200 $A_{\text{sst}} = 3078,76 \text{ mm}^2$

2. Segment B



Gambar 4.21 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "O".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$W_B = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_C = 1 \cdot 0,75 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_D = 0,75 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,9 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

$$L_B = 0,75 \text{ m}$$

$$L_C = 0,375 \text{ m}$$

$$L_D = 1,00 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 1,35 \cdot 0,375 = 0,51 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,8 \cdot 0,75 = 1,35 \text{ T m}$$

$$M_C = 1,8 \cdot 0,375 = 0,675 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,9 * 1 = 0,9 \text{ T m}$$

$$M = 3,435 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 * 3,435 = 4,122 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) = \beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2$$

$$= 1500 - 80 - 28/2$$

$$= 1446 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M}{0,8 * D * b^2}$$

$$= \frac{4,1 * 10^6}{0,8 * 1 * 1^2}$$

$$= 0,002$$

$$m = \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5}$$

$$= 9,412$$

$$= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,4 \cdot 0,0}{4}} \right) = 0,000005$$

Cek $\min < \max = 0,0035 < 0,000005 < 0,0329$, maka
dipakai $\min = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d = 0,0035 \cdot 1500 \cdot 1446 = 7591,5 \text{ mm}^2$$

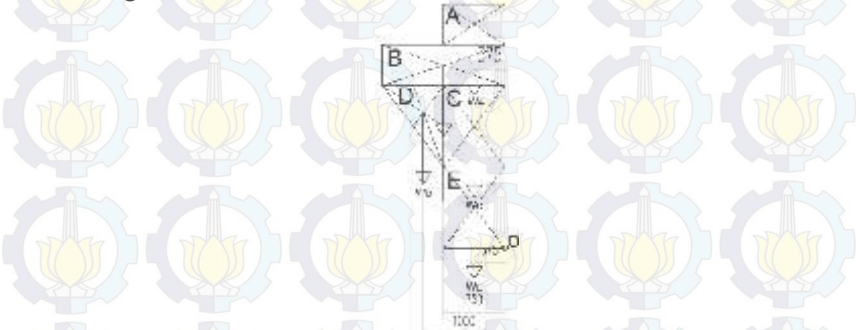
$$A_{\text{Asutus}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 1446 = 5061 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

Tul. tarik utama : 13D28 $A_s = 8004,78 \text{ mm}^2$

Tul. susut : D28-35 $A_{sst} = 5541,77 \text{ mm}^2$

3. Segment C



Gambar 4.22 Beban-bekan yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “0”.

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$W_B = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_C = 1 \cdot 0,75 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_D = 0,75 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,9 \text{ T}$$

$$W_E = 1 \cdot 0,75 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

$$L_B = 0,75 \text{ m}$$

$$L_C = 0,375 \text{ m}$$

$$L_D = 1,00 \text{ m}$$

$$L_E = 0,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 1,35 * 0,375 = 0,51 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,8 * 0,75 = 1,35 \text{ T m}$$

$$M_C = 1,8 * 0,375 = 0,675 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,9 * 1 = 0,9 \text{ T m}$$

$$M_E = 1,8 * 0,375 = 0,675 \text{ T m}$$

$$M = 4,11 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$Mu = 1,2 * 4,11 = 4,932 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 750 \text{ mm}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = \text{tebal pelat} - \text{sb} - D \text{ tulangan} / 2$$

$$= 1000 - 80 - 28/2$$

$$= 906 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M}{0,8 \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{4,9 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1 \cdot 6^2}$$

$$= 0,0115$$

$$m = \frac{f}{0,8 \cdot f'c} = \frac{4}{0,8 \cdot 5}$$

$$= 9,412$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R}{f}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,4 \cdot 0,0}{4}} \right)$$

$$= 0,000028$$

Cek $\rho_{mn} < \rho_{max} = 0,0035 < 0,000028 < 0,0329$, maka
dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 696 = 2436 \text{ mm}^2$$

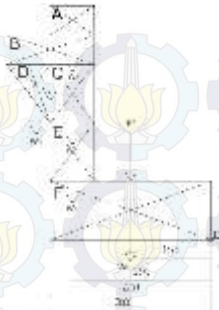
$$A_{susut} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 696 = 2436 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 4D28 \quad A_s = 2463,01 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : D28-250 \quad A_s = 2463,01 \text{ mm}^2$$

3. Segment D



Gambar 4.23 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “0”.

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \times 0,75 \times 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$W_B = 1,5 \times 0,5 \times 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_C = 1 \times 0,75 \times 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_D = 0,75 \times 1 \times 0,5 \times 2,4 = 0,9 \text{ T}$$

$$W_E = 1 \times 0,75 \times 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_F = 2,75 \times 1 \times 2,4 = 6,6 \text{ T}$$

$$P1 = 1190 \text{ T}$$

$$L_A = 2,375 \text{ m}$$

$$L_B = 2,75 \text{ m}$$

$$L_C = 2,375 \text{ m}$$

$$L_D = 3,00 \text{ m}$$

$$L_E = 2,375 \text{ m}$$

$$L_F = 1,375 \text{ m}$$

$$L_{P1} = 1,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 1,35 \times 2,375 = 3,21 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,8 \times 2,75 = 4,95 \text{ T m}$$

$$M_C = 1,8 \times 2,375 = 4,275 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,9 \times 3 = 2,7 \text{ T m}$$

$$M_E = 1,8 \times 2,375 = 4,275 \text{ T m}$$

$$M_F = 6,6 \times 1,375 = 9,075 \text{ T m}$$

$$M_{P1} = 1190 \times 1,375 = 1636,25$$

$$M = 1664,735 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 * 1664,735 = 1997,68 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 2750 \text{ mm}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\rho_{\max} = 0,75 * \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2$$

$$= 1000 - 80 - 28/2$$

$$= 906 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M}{0,8 * b * d^2}$$

$$= \frac{1997,68 * 10^6}{0,8 * 1 * 906^2}$$

$$= 3,04$$

$$\rho_m = \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5}$$

$$= 9,412$$

Gambar 4.24 Beban-bekan yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “0”.

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 * 0,75 * 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$W_B = 1,5 * 0,5 * 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_C = 1 * 0,75 * 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_D = 0,75 * 1 * 0,5 * 2,4 = 0,9 \text{ T}$$

$$W_E = 1 * 0,75 * 2,4 = 1,8 \text{ T}$$

$$W_F = 2,75 * 1 * 2,4 = 6,6 \text{ T}$$

$$W_G = 4,75 * 1,5 * 2,4 = 17,1 \text{ T}$$

$$P_1 = 1190 \text{ T}$$

$$L_A = 3,375 \text{ m}$$

$$L_B = 3,75 \text{ m}$$

$$L_C = 3,375 \text{ m}$$

$$L_D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_E = 3,375 \text{ m}$$

$$L_F = 2,375 \text{ m}$$

$$L_G = 2,375 \text{ m}$$

$$L_{P1} = 2,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 1,35 * 3,375 = 4,55 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,8 * 3,75 = 6,75 \text{ T m}$$

$$M_C = 1,8 * 3,375 = 6,075 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,9 * 4 = 3,6 \text{ T m}$$

$$M_E = 1,8 * 3,375 = 6,075 \text{ T m}$$

$$M_F = 6,6 * 2,375 = 15,675 \text{ T m}$$

$$M_G = 17,1 * 2,375 = 40,613 \text{ T m}$$

$$M_{P1} = 1190 * 2,375 = 2826,25 \text{ T m}$$

$$M = 2919,263 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$Mu = 1,2 * 2919,263 = 3503,12 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 2750 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau setiap } 1 \text{ m lebar} = 1000 \text{ mm}$$

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \text{balance} &= \frac{0,8 * f'c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) = \\
 &\beta_1 \text{ untuk } f'c = 30 \text{ MPa} \\
 &= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85) \\
 &= 0,69 \\
 &= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right) \\
 &= 0,0439 \\
 \text{max} &= 0,75 * \text{balance} \\
 &= 0,75 * 0,0439 \\
 &= 0,03299
 \end{aligned}$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2 \\
 &= 1500 - 40 - 28/2 \\
 &= 1406 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M}{0,8 * b * d^2} \\
 &= \frac{3503,12 * 1^6}{0,8 * 1 * 1^2} \\
 &= 2,21
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f}{0,8 * f'c} = \frac{4}{0,8 * 5} \\
 &= 9,412 \\
 &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R}{f}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 2,2}{4}} \right) \\
 &= 0,005
 \end{aligned}$$

Cek $m_n < m_{\max} = 0,0035 < 0,005 < 0,0329$, maka dipakai $m_{\min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$\text{As} = b d = 0,005 * 1500 * 1406 = 10545 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{susut}} = 0,005 \cdot 1000 \cdot 1406 = 7030 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

Tul. tarik utama : 18D28 $A_s = 11083,54 \text{ mm}^2$

Tul. bagi : D28-76 $A_s = 7389,03 \text{ mm}^2$

4.3 Perencanaan Abutmen B

4.3.1 Pemodelan Jembatan Dengan Program Analisa

Dengan menggunakan program analisa didapatkan reaksi perletakan sebagai berikut:



Gambar 4.25 Posisi didapatkan hasil reaksi perletakan terhadap struktur dengan berbagai macam kombinasi pembebanan.

Tabel 4.14 Reaksi perletakan no.B1 pada abutment B.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		0,65	572,07	125,44	
c2		-1,2	378,53	369,05	
c3		-17,23	592,77	257,4	
c4		19,4	599,91	362,52	
c5		-1,21	378,27	369,05	

Tabel 4.15 Reaksi perletakan no.B2 pada abutment B.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		1,11	590,48	119,35	
c2		-1,52	377,53	369,05	
c3		-18,02	590,78	251,32	
c4		18,73	590,74	356,44	
c5		-1,52	377,78	369,05	

4.3.2 Pembebanan Abutment

Pada struktur abutment didesain pula dan dianalisa juga beban-beban dari abutment serta gaya-gaya yang akan membebani struktur abutment.

a. Beban Gempa Bangunan Bawah

Arah Memanjang

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Dimana:

$$K_h = C \times S$$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

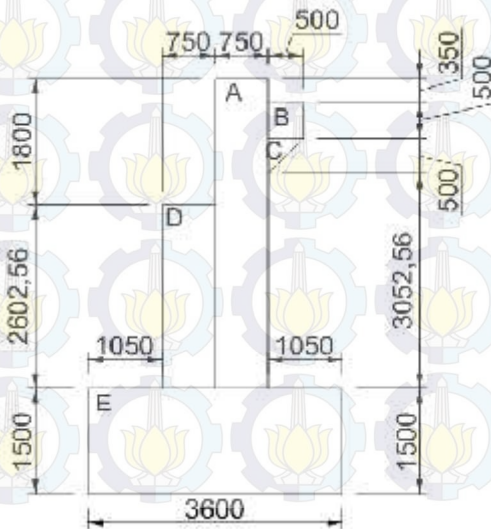
K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati + beban mati tambahan (kN)



Gambar 4.26 Rencana desain abutmen B.

Berat abutmen (Panjang x Tinggi x Lebar x Bj)

$$A = 0,75 \times 4,402 \times 28,0 \times 2400 = 221860,80$$

$$B = 0,5 \times 0,5 \times 28,0 \times 2400 = 16800,00$$

$$C = 0,5 \times 0,5 \times 0,50 \times 28,0 \times 2400 = 8400,00$$

$$D = 0,75 \times 2,602 \times 28,0 \times 2400 = 131140,80$$

$$E = 3,60 \times 1,5 \times 28,0 \times 2400 = 362880,00 +$$

$$\text{Total} = 741081,60 \text{ kg} \sim 741,08 \text{ T}$$

$$W_t = W_{\text{abutmen}} \\ = 741,08 \text{ T}$$

$$E = 4700 \times (f'c)^{1/2} \text{ (direncanakan dipergunakan beton mutu } f'c=35 \text{ MPa)} \\ = 4700 \times (35)^{1/2} \\ = 27805,5750 \text{ Mpa} \sim 2,78055750 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

Garis netral abutmen sumbu $X_{\text{horizontal}}$ dan Y_{vertikal}

$$Y_c = \frac{(A1.Y1) + (A2.Y2) + (A3.Y3) + (A4.Y4) + (A5.Y5)}{\Sigma A} \\ = [(3,3 \times 3,701) + (0,25 \times 5,302) + (0,13 \times 4,885) + (1,95 \times 2,801) + (5,40 \times 0,75)] / 11,03 \\ = 2,15 \text{ meter (dari dasar)}$$

$$X_c = \frac{(A1.X1) + (A2.X2) + (A3.X3) + (A4.X4) + (A5.X5)}{\Sigma A} \\ = [(3,3 \times 1,425) + (0,25 \times 0,8) + (0,13 \times 0,883) + (1,95 \times 2,175) + (5,40 \times 1,8)] / 11,03 \\ = 1,72 \text{ m (dari sisi kanan dasar abutmen)}$$

Momen Inersia

$$I_{Xc} = \Sigma (I_i + A_i \times y^2)$$

$$A = (1/12 \cdot 0,75 \cdot 4,402^3) + (0,75 \cdot 4,402) \times (1,511)^2 \\ = 12,8689 \text{ m}^4$$

$$B = (1/12 \cdot 0,5 \cdot 0,5^3) + (0,5 \cdot 0,5) \times (3,152)^2 \\ = 2,4889 \text{ m}^4$$

$$C = (1/36 \cdot 0,50 \cdot 0,50^3) + (0,50 \cdot 0,50 \cdot 0,5) \times (2,75)^2 \\ = 0,8471 \text{ m}^4$$

$$D = (1/12 \cdot 0,75 \cdot 2,602^3) + (0,75 \cdot 2,602) \times (0,651)^2 \\ = 1,9281 \text{ m}^4$$

$$E = (1/12 \cdot 3,6 \cdot 1,5^3) + (3,6 \cdot 1,5) \times (1,4)^2$$

$$= 11,5965 \text{ m}^4$$

$$I_{xc} = 29,7295 \text{ m}^4$$

$$I_{yc} = \Sigma(I_i + A_i \times x^2)$$

$$A = (1/12 \cdot 4,402 \cdot 0,75^3) + (4,402 \cdot 0,75) \times (0,725)^2$$

$$= 1,8901 \text{ m}^4$$

$$B = (1/12 \cdot 0,5 \cdot 0,5^3) + (0,5 \cdot 0,5) \times (1,35)^2$$

$$= 0,4608 \text{ m}^4$$

$$C = (1/36 \cdot 0,5 \cdot 0,5^3) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5) \times (1,267)^2$$

$$= 0,2024 \text{ m}^4$$

$$D = (1/12 \cdot 2,602 \cdot 0,75^3) + (2,602 \cdot 0,75) \times (0,025)^2$$

$$= 0,0926 \text{ m}^4$$

$$E = (1/12 \cdot 1,5 \cdot 3,6^3) + (1,5 \cdot 3,6) \times (0,35)^2$$

$$= 6,4295 \text{ m}^4$$

$$I_{yc} = 9,0754 \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{3 \cdot E \cdot I}{L^3} = \frac{3 \cdot 2,7 \times 10^8 \cdot 2,7}{3,6^3} = 5.333.237.847 \text{ kg/m}$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{5 \cdot K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6 \cdot 2}{9 \times 5,3 \cdot 2 \cdot 8}} = 0,0237$$

Dari gambar.14, SNI-T-02-2005 dengan nilai $T = 0,0237$ dan wilayah gempa 3 maka didapat nilai $C = 0,11$.

S = Faktor tipe bangunan = 1,3 (jembatan preategang penuh SNI-T-02-2005, hal 44 dari 63)

I = Faktor kepentingan untuk lalu lintas padat = 1,0 (jembatan permanen dan tersedia rute alternatif SNI-T-02-2005, hal 43 dari 63)

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

$$= C \times S \times I \times W_T$$

$$= 0,11 \times 1,3 \times 1,0 \times 741,08 \text{ T}$$

$$= 105,97 \text{ T}$$

$$R_{EQ} = 105,97 \times 0,5$$

$$= 52,99 \text{ T}$$

Arah Melintang

Momen Inersia

Karena bentuk abutmen yang jika dilihat dari bagian melintang berbentuk segi 4 maka perhitungan inersia:

$$I_{Xc} = \sum(I_i + A_i \times y^2)$$

$$A = (1/12 \times 26,5 \times 9^3) + (26,5 \times 9) \times (0,801)^2$$

$$= 543,409 \text{ m}^4$$

$$I_{Xc} = 543,409 \text{ m}^4$$

$$I_{Yc} = \sum(I_i + A_i \times x^2)$$

$$A = (1/12 \times 5,9 \times 26^3) + (5,9 \times 26) \times (0,35)^2$$

$$= 8660,32 \text{ m}^4$$

$$I_{Yc} = 8660,32 \text{ m}^4$$

$$Kp = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2,7 \times 10^5 \times 5,4}{3,6^3} = 9,7486 \times 10^{10} \text{ kg/m}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W}{5K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6 \times 10^2}{5 \times 9,7486 \times 10^{10}}} = 0,005$$

Dari gambar.14, SNI-T-02-2005 dengan nilai T=0,005 dan wilayah gempa 3 maka didapat nilai C=0,151.

S = Faktor tipe bangunan = 1,3 (jembatan preategang penuh SNI-T-02-2005, hal 44 dari 63)

I = Faktor kepentingan untuk lalu lintas padat = 1,0
(jembatan permanen dan tersedia rute alternatif SNI-T-02-2005, hal 43 dari 63)

$$T_{EQ} = Kh \times I \times W_T$$

$$= C \times S \times I \times W_T$$

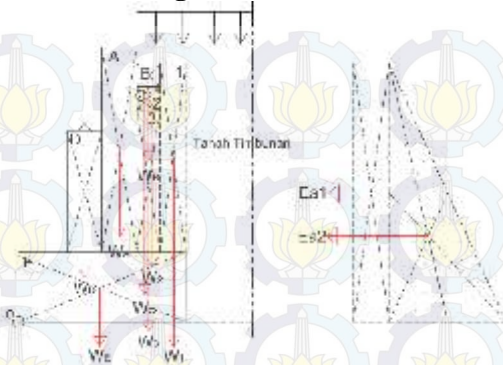
$$= 0,15 \times 1,3 \times 1,0 \times 741,08 \text{ T}$$

$$= 144,51 \text{ T}$$

$$R_{EQ} = 144,51 \times 0,5$$

$$= 72,26 \text{ T}$$

c. Pembebanan Bangunan Bawah



Gambar 4.27 Pembebanan oleh abutmen, tanah timbunan dan beban di atas tanah timbunan.

1. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Momen ke Arah Lembah

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) menggunakan persamaan:

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 0,333 \end{aligned}$$

Di belakang abutment terdapat beban kendaraan yang equivalent dengan urugan tanah setinggi 0,6m serta beban perkerasan yang di asumsikan setebal 10cm

$$\begin{aligned} q_1 &= 0,6 \times 1,8 = 1,08 \text{ T/m}^2 \\ q_2 &= 0,1 \times 2,2 = 0,22 \text{ T/m}^2 \\ q_{\text{tot}} &= 1,08 + 0,22 = 1,3 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Gaya horizontal tanah terhadap abutment

$$\begin{aligned} h_{\text{a tanah}} &= .h.K_a - 2.C.\sqrt{k} \\ &= 1,8 \times 5,9 \times 0,333 - 2 \times 0 \times \sqrt{0,333} \\ &= 3,54 \text{ t/m}^2 \\ y_{\text{tanah}} &= \frac{1}{3} \times 5,9 = 1,97 \text{ m} \\ h_{\text{a beban}} &= q.K_a \\ &= 1,3 \times 0,333 \\ &= 0,4329 \text{ T/m}^2 \\ y_{\text{beban}} &= \frac{1}{2} \times 5,9 = 2,95 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_a &= h_a \times h \\
 E_{a1} &= 3,54 \times 5,9 \times 0,5 &= 10,443 \text{ T m/m} \\
 E_{a2} &= 0,433 \times 5,9 &= 2,557 \text{ T m/m} \\
 E_a &= 10,443 + 2,557 &= 13,000 \text{ T m/m}
 \end{aligned}$$

Titik tangkap dari dasar abutmen :

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{\sum (E \times l_i)}{\sum E} \\
 &= \frac{(1,4 \times 5,9/3) + (2,5 \times 2,9)}{(1,4 + 2,5)} \\
 &= 2,16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lebar abutmen = 28 m

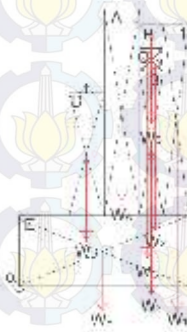
$$\begin{aligned}
 E_a &= 13,00 \text{ T/m} \times 28 \text{ m} \\
 &= 364,00 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah ke arah lembah dengan titik putar di titik "O"

$$\begin{aligned}
 M^+ &= 364,00 \text{ T} \times 2,16 \text{ m} \\
 &= 786,24 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Tekanan Tanah Pasif dan Momen ke Arah Timbunan

Pada perencanaan ini tekanan tanah pasif tidak diperhitungkan karena konstruksi dihitung untuk kondisi kritis dimana gaya tanah aktif dilawan hanya oleh gaya dari abutmen dan tanah timbunan yang berada di atas poer abutmen.



Gambar 4.28 Diagram tekanan beban abutmen dan tanah timbunan di atas abutment.

Tabel 4.16 Perhitungan Momen Penahan.

Segmen	Dimensi			Berat Jenis (t/m ³)	Berat Segmen (t)	X _o (m)	M ⁻ (t m)
	B (m)	H (m)	L (m)				
A	0,75	4,40	28,00	2,40	221,86	1,43	631,80
B	0,50	0,50	28,00	2,40	16,80	0,80	96,53
C	0,50	0,50	28,00	2,40	8,40	0,88	93,60
D	0,75	2,60	28,00	2,40	131,14	2,18	249,60
E	3,60	1,50	28,00	2,40	362,88	1,80	1055,93
1	0,55	4,05	28,00	1,80	112,32	3,35	189,39
2	0,50	0,50	28,00	1,80	6,30	2,88	74,59
3	0,50	3,05	28,00	1,80	76,91	2,80	289,58

Sehingga didapatkan berat abutmen serta momen penahan guling tanah aktif dari beban abutmen dan tanah urugan sebesar

$$W_a = 936,61 \text{ T}$$

$$M^- = 2681,02 \text{ T m}$$

3. Perhitungan Beban Tekanan Tanah Akibat Gempa

$$K_{ag} = \frac{C^{\frac{1}{2}}(\varphi - \theta - \beta)}{\mu.C^{\frac{1}{2}}.C^{\frac{1}{2}}\beta.C^{\frac{1}{2}}(\delta + \beta + \theta)}$$

Dimana :

$$K_{ag} = \text{Koefisien tekanan aktif dinamik}$$

= Kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal = 0

$$K_h = \text{Koefisien gempa horizontal : C.I arah melintang} = 0,15 \times 1 = 0,15$$

$$K_v = \text{Koefisien gempa vertikal} = 0,1$$

= Koefisien gempa horizontal : arc tg $K_h = 8,531$

= Sudut geser rencana tembok dengan tanah = 0°

= Sudut geser dalam tanah = 30°

= Kemiringan urugan 0

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{5(3 + \mu) \times 5(3 - 8.5 - \mu)}{c(\mu + \mu + 8.5) \times c(\mu - \mu)}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= 2,045$$

$$K_{ag} = \frac{C \cdot (3 - 2.5 - 0)}{2.0 \cdot C \cdot 8.5 \cdot C \cdot 20.0 \cdot (0 + 0 + 8.5)}$$

$$= 0,433$$

$$T_{ag} = 0,5 \times t \times H_{timb}^2 (1 - K_v) \times K_{ag}$$

$$= 0,5 \times 1,8 \times 5,9^2 \times (1 - 0,1) \times 0,433$$

$$= 12,21 \text{ T}$$

Tanah menekan selebar : 28 m

$$T_{ag} = 12,21 \times 28 = 341,88 \text{ T}$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2)$$

$$= 0,333$$

$$T_a = 0,5 \times 1,8 \times 5,9^2 \times 0,333$$

$$= 10,43 \text{ ton/m}$$

Ta sepanjang 28m

$$= 10,43 \times 28$$

$$= 292,04 \text{ ton}$$

$$T_{ag} = 341,88 - 292,04$$

$$= 49,84 \text{ ton}$$

$$Y' = \frac{2 \times 2 \times 5,9 + 4 \times 2 \times 10,43}{3 \times 4}$$

$$= 2,196 \text{ m}$$

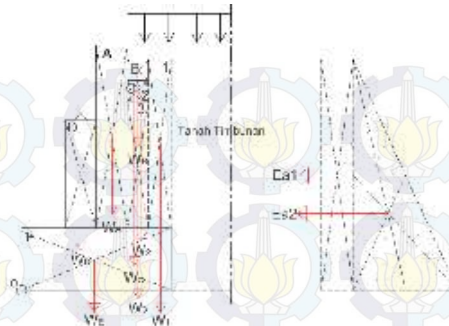
Titik tangkap gempa : $2/3 \times 5,9 \text{ m}$

$$= 3,933 \text{ m dari dasar}$$

$$M_y = 49,84 \times 3,933 = 196,02 \text{ tm}$$

4.3.3 Stabilitas Struktur Abutment

Gaya-gaya yang akan dibebankan pada struktur abutment adalah struktur abutment dan tanah timbunan. Pertama akan dilakukan analisa stabilitas abutment beberapa kontrol struktur yakni terhadap guling, geser, sliding



Gambar 4.29 Diagram tekanan tanah dan abutmen.

1. Guling

Gaya lateral tanah

$M_{guling} = E_a \text{ Tanah} \times \text{Jarak dasar abutment ke titik berat gaya tekan tanah aktif}$

$$M_{guling} = 13,00 \times 2,16 = 28,08 \text{ T m}$$

Momen Penahan yang diakibatkan dari gaya pasif tanah dan beban sendiri abutmen

Tabel 4.17 Perhitungan Momen tahan.

Segmen	Dimensi		Luas (m ²)	y_o (m)	M^- (ton m)
	B (m)	H (m)			
A	0,75	4,00	3,00	3,375	10,13
B	0,75	0,50	0,38	4,125	1,55
C	0,75	1,00	0,38	4,000	1,50
D	2,00	1,00	2,00	2,000	4,00
E	4,75	1,50	7,13	2,375	16,92
1	0,25	3,50	0,88	4,625	4,05
2	0,75	1,00	0,38	4,250	1,59
3	0,75	2,00	1,50	4,125	6,19

$$\begin{aligned}
 M_{tahan} &= 67,32 \text{ T m/m} \\
 SF &= M_{tahan} / M_{guling} \\
 &= 67,32 / 28,08 \\
 &= 2,40 > 1,5 \quad \text{“ OK “}
 \end{aligned}$$

2. Geser

a = Karakteristik adhesi tanah dengan abutment

$$= (0.5 \sim 0.7) C, C = 0$$

$$= 0.6 \times 0 = 0$$

b = Lebar pondasi

$$= 25\text{m}$$

W = Komposisi vertical dari R

= Wabutmen + tanah

$$= 936,61 \text{ ton}$$

Px = Komposisi horizontal dari tanah (ΣE_a tanah)

$$= 364,00 \text{ T}$$

Py = Komposisi horizontal dari perletakan max

$$= 144,51 \text{ T}$$

= factor lekatan / hambatan antara tanah dan pondasi. Menurut bowless koefisien gesekan antara basis tanah boleh di ambil sebagai ($\tan \phi$) dengan $\phi = 30$

$$SF_x = \frac{0.6 \times 936.61 - 364.00}{1.5}$$

$$= 1.48 < 1.5 \quad \text{"tidak OK"}$$

$$SF_y = \frac{0.6 \times 936.61 - 144.51}{1.5}$$

$$= 3.74 > 1.5 \quad \text{"OK"}$$

3. Sliding

$$SF = \frac{(c + w \cdot c \cdot \frac{\theta}{L} \cdot \tan \phi) R}{w \cdot s \cdot \frac{\theta}{L} \cdot R}$$

Dimana :

w = Berat tanah irisan

Ln = Panjang garis kelongsoran di bawah irisan

θ = Sudut lingkaran

C = Kohesi tanah

ϕ = Sudut geser tanah

R = Jari-jari lingkaran = $\frac{H}{(2.5 \cdot 5) / 2}$

Dari grafik Braja M.Das hal. 180 diperoleh:

$$B = 90^\circ \text{ diperoleh}$$

$$= 48^\circ$$

$$= 30^\circ$$

$$R = \frac{5,9}{\frac{2 \sin 48^\circ \sin 30^\circ}{2}} = 15,34 \text{ m}$$

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{5,9}{\sin 48^\circ} = 7,94 \text{ m}$$

$$w = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K$$

$$= 0,5 \times 1,8 \times 5,9^2 \times 0,333$$

$$= 10,43 \text{ t/m}$$

$$Wt = w \cdot L$$

$$= 10,43 \times 7,94 = 82,83 \text{ ton}$$

$$SF = \frac{(0,6 \cdot 1 \cdot 10^3 / 1,9 \cdot 1,3)}{6,1 \cdot 10^3 / 1,9 \cdot 1,3}$$

$$= 8,74 > 1,5 \quad \text{"OK"}$$

4. Daya dukung abutment

$$V_1 = \text{reaksi perletakan jembatan}$$

$$= 1213,64 \text{ T}$$

$$V_2 = \text{beban abutment dan tanah timbunan}$$

$$= 936,61 \text{ T}$$

$$V = 1213,64 + 936,61$$

$$= 2150,25 \text{ T}$$

$$M = (M_{\text{tahan}} - M_{\text{guling}}) \times \text{Lebar}$$

$$= (67,32 - 28,08) \times 28$$

$$= 1098,72 \text{ T m}$$

Tegangan tanah:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{2} \times B^2 \times x} = \frac{2 \cdot 2}{2 \times 3,6} + \frac{2 \cdot 2}{\frac{1}{2} \times 3,6^2 \times 2} =$$

$$= 33,18 \text{ m}$$

Lapisan tanah di bawah abutment (data digunakan dengan data tanah timbunan)

$$\gamma_t = 1,64 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,64 - 1 = 0,64 \text{ T/m}^2$$

$$= 0$$

$$c = 0,4 \text{ kg/cm}^2 = 4 \text{ T/m}^2$$

Untuk $\gamma = 0$ didapatkan data :

$$N_c = 5,7$$

$$N_q = 0$$

$$N = 1$$

$$q_l = [(c \cdot N) + \gamma \cdot D_f \cdot N + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N \gamma]$$

$$= [(4,5 \cdot 7) + 1,64 \cdot 5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 1,64 \cdot 26 \cdot 1]$$

$$= 39,86 \text{ T/m}^2$$

$$SF = q_l / q > 3$$

$$= 39,86 / 33,18 = 1,2 < 3 \text{ “tidak OK”}$$

Safety Factor tidak terpenuhi maka daya dukung vertikal akan dipergunakan perencanaan tiang pondasi.

Perhitungan daya dukung tiang :

Tabel 4.18 Beban-beban dari struktur abutment.

Beban	V (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	ordinat (m)	Mx (ton m)	My (ton m)
M	936,61					
H						
Ta		364,00		2,16		786,24
Gg						
Rm						
A						
Hga						
Hgb		105,97	144,51	1,82	262,36	192,39
T _{ag}		49,84		3,93		196,02

Tabel 4.19 Beban kombinasi dari struktur abutment.

	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
c1			936,61		
c2	364,00		936,61		786,24
c3	364,00		936,61		786,24
c4	519,81	144,51	936,61	262,36	1174,65
c5	105,97	144,51	936,61	262,36	192,39

Tabel 4.20 Beban kombinasi dari struktur atas.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		2,21	1212,49	294,25	
c2		-2,64	785,88	1113,65	
c3		-41,99	1213,64	551,32	
c4		42,6	1213,47	1085,49	
c5		-1,88	786,16	1143,26	

Dengan adanya nilai e dari titik gaya reaksi pada jembatan sebesar 2,5m maka ada nilai momen tambahan sebesar:

$$C1 = 2,21 \times 4,1 \text{ m} = 9,06 \text{ T m}$$

$$C2 = -2,64 \times 4,1 \text{ m} = -10,82 \text{ T m}$$

$$C3 = -41,99 \times 4,1 \text{ m} = -172,2 \text{ T m}$$

$$C4 = 42,6 \times 4,1 \text{ m} = 174,66 \text{ T m}$$

$$C5 = -1,88 \times 4,1 \text{ m} = -7,708 \text{ T m}$$

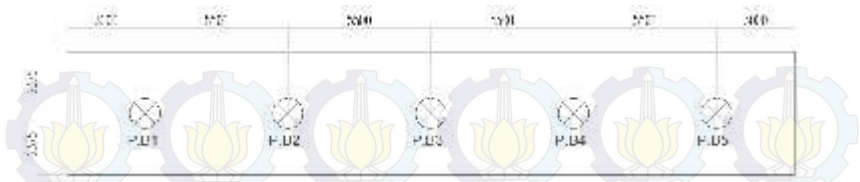
Sehingga setelah beban dan reaksi dari struktur atas dan bawah di gabungkan mendapatkan nilai sebesar :

Tabel 4.21 Beban kombinasi dari struktur atas dan abutment.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1	0,00	2,21	2149,10	303,31	0,00
c2	364,00	-2,64	1722,49	1102,83	786,24
c3	364,00	-41,99	2150,25	379,16	786,24
c4	519,81	187,11	2150,08	1522,51	1174,65
c5	105,97	142,63	1722,77	1397,91	192,39

Maka kondisi $V_{\max} = \text{comb 3}$, $f_{x\max} = \text{comb 4}$, $f_{y\max} = \text{comb 4}$, $M_{x\max} = \text{comb 4}$, $M_{y\max} = \text{comb 4}$.

Coba dipergunakan kombinasi pemasangan tiang sebagai berikut:



Gambar 4.30 Pola pemasangan pondasi tiang pada abutmen B.

Perhitungan Pmax tiang pada Kombinasi 4:

$$P_{A5} = \frac{2,0}{5} + \frac{1,5 \cdot 1}{2,1^2 + 2,5,5^2} + \frac{1,6 \cdot 0}{0^2}$$

$$= 485,38 \text{ T}$$

$$P_{A1} = \frac{2,1}{5} - \frac{1,5 \cdot 1}{2,1^2 + 2,5,5^2} - \frac{1,6 \cdot 0}{0^2}$$

$$= 374,65 \text{ T}$$

$$P_{A4} = 457,70 \text{ T}$$

$$P_{A2} = 402,33 \text{ T}$$

$$P_{A1} = 430,02 \text{ T}$$

Tabel 4.22 Nilai P pada masing-masing tiang dengan kombinasi 1 - 5.

	Kombinasi				
	1	2	3	4	5
	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)
P A5	440,85	384,60	443,84	485,38	395,39
P A1	418,79	304,40	416,26	374,65	293,72
P A4	435,33	364,55	436,94	457,70	369,97
P A2	424,31	324,45	423,16	402,33	319,14
P A3	429,82	344,50	430,05	430,02	344,55

Maka didapatkan Pmax pada tiang pondasi adalah sebesar 485,38, Selanjutnya dilakukan perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan data tanah sebagai berikut (data tanah digunakan data tanah sekitar karena tidak mendapatkan data tanah pada STA yang diperhitungkan):

Tabel 4.23 Data tanah pada STA 5+640 As.

Kedalaman	Jenis Tanah	t		Nq	Cu	sat
		(gr/cc)			(kg/cm ²)	(gr/cc)
0m - 3m	Lempung berlanau	1,63			1,08	1,75
3m - 6m	lempung berlanau	1,69			0,16	1,78
6m - 9m	lanau berlempung berpasir (cadas)	1,85	37,33	82,50		1,85
9m - 12m	lanau berlempung berpasir (cadas)	1,84			1,26	1,84
12m - 15m	lempung berlanau berkerikil (cadas)	1,86			2,98	1,86
15m - 18m	lempung berlanau berkerikil (cadas)	1,85			3,05	1,85
18m - 21m	Lempung lanau	1,93			2,99	1,93

Direncanakan menggunakan tiang bored pile dengan mutu beton $f'c = 30$ MPa dan mutu tulangan 400 MPa

$$D_s = 2,25 * \sqrt{\frac{4 \cdot 3 \cdot 4,8}{3 \cdot 1}} = 0,90 \text{ m}$$

Dipergunakan :

$$D_s = 1,7 \text{ m}$$

$$D_b = D_s \quad D_b = 3 D_s \\ = \text{digunakan } 2,75 \text{ m}$$

Direncanakan akan dipasang hingga kedalaman 15m

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

$$Q_{e\text{lemp.}} = 5,94 \cdot 299,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 9$$

$$= 15983,29 \text{ kN}$$

$$Q_f = Q_{f1\text{lemp}} + Q_{f2\text{lemp}} + Q_{f3\text{pas}} + Q_{f4\text{lemp}} + Q_{f5\text{lemp}}$$

$$Q_{f1\text{lemp}} = 0,4 \cdot 105,35 \text{ k} / \text{m}^2 \cdot (\pi \cdot 1,7) \cdot 3 \text{ m} \\ = 675,17 \text{ kN}$$

$$Q_{f2\text{lemp}} = 0,4 \cdot 15,25 \text{ k} / \text{m}^2 \cdot (\pi \cdot 1,7) \cdot 3 \text{ m} \\ = 97,73 \text{ kN}$$

$$Q_{f3\text{pas}} = \pi \cdot D \cdot (1 - \sin \alpha) \cdot \tan f \cdot t_1 \cdot t_2 \cdot h \\ = \pi \cdot 1,7 \text{ m} \cdot (1 - \sin 37,33) \cdot \tan(0,8 \cdot 37,33) \cdot 427,62 \text{ k} / \text{m}$$

$$= 516,14 \text{ kN}$$

$$Q_{f4\text{lemp}} = 0,4 * 122,99 \text{ k} / \text{m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m}$$

$$= 788,22 \text{ kN}$$

$$Q_{f5\text{lemp}} = 0,4 * 292,09 \text{ k} / \text{m}^2 * (\pi * 1,75) * 3 \text{ m}$$

$$= 1871,95 \text{ kN}$$

$$Q_f = 675,17 + 97,73 + 516,14 + 788,22 + 1871,95$$

$$= 3949,22 \text{ kN}$$

$$Q_u = 19932,50 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_u / \text{SF}, \text{ Dipergunakan SF} = 3$$

$$= 19932,50 / 3$$

$$= 6644,17 \text{ kN} / 9,81$$

$$= 677,98 \text{ T}$$

$$\text{Cek } Q_d > Q_w$$

$$677,98 \text{ T} > 485,38 \text{ T}, \text{ OK}$$

- Efektifitas daya dukung pile dengan rumus *Converse Labare* :

$$C_o = 1 - \frac{\alpha \cdot t \cdot \left(\frac{z,7}{5,5} \right)}{9} * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{1} \right)$$

$$= 0,7638662118$$

$$V_d = Q_d * C_o$$

$$= 677,98 * 0,763866$$

$$= 517,89 \text{ T} > P_{\text{max}} \text{ “485,38” OK}$$

- Titik jepit tiang.
Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

$$E = \text{Modulus elastisitas tiang } 4700 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$I = \text{Inersia penampang pile} = (1/64) * D^4$$

$$= 0,41 \text{ m}^4$$

$$n_h = \text{koef. Variasi modulus Terzaghi}$$

$$= \text{digunakan } n_h = 5 \text{ MN/m}^3, \text{ karena tanah}$$

$$\text{terdiri dari tanah lempung dan pasir}$$

$$T = \sqrt{\frac{E \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \pi \cdot 1,7^4}{5 \cdot 1}}$$

$$= 4,622 \text{ m}$$

$$Z_f = 1,8 \text{ T}$$

$$= 1,8 \cdot 4,622$$

$$= 8,32 \text{ m}$$

e = karena tiang merupakan tiang kelompok maka tiang dianggap *fixed head*, sehingga e = 0

$$Z_{f+e} = 8,32$$

- Tiang panjang atau pendek:

$$L > 2T$$

$$15 > 9,24, \text{ maka termasuk tiang elastis}$$

- Daya dukung Lateral

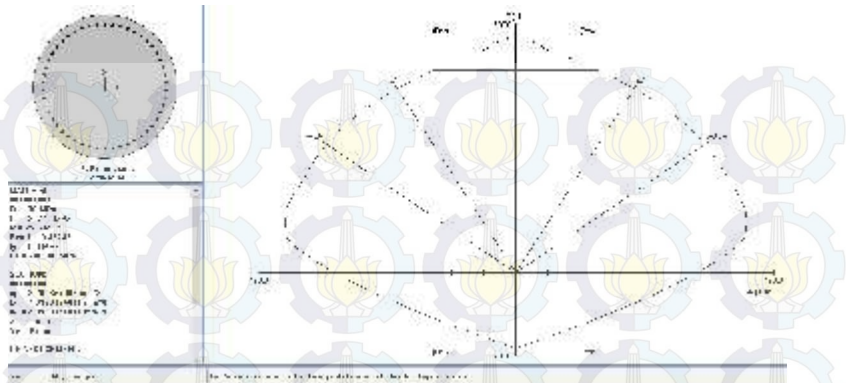
$$H = 519,81 \text{ T} / 5 = 103,962 \text{ T} \sim 1019,87 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = H(e + Z_f) / 2$$

$$= 1019,87(8,32) / 2$$

$$= 4242,66 \text{ kN m}$$

Dengan menggunakan program bantu analisa diagram interaksi dengan pile diameter 1,7 m dan jumlah penulangan 2% (50D36) didapatkan $M_n = \pm 11222,00 \text{ kN m}$.



Gambar 4.31 Diagram Interaksi Pile lingaran dengan nilai $M_n = \pm 11222 \text{ kN m}$.

Daya dukung lateral dengan rumus Broms.

Kategori tiang

Dengan data-data:

$$D = 1,7 \text{ m}$$

$$C_u \text{ rerata} = 139,11 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 519,81 \text{ T} / 5 = 103,96 \text{ T}$$

$$= 1019,85 \text{ kN}$$

$$L1 = \left[\frac{1}{4,5 * 1,1 * 1,7} + 2,25 * 1,7^2 \right]^{1/5}$$

$$= 4,12 \text{ m} < L \text{ "15 m", maka cek nilai L2}$$

$$L2 = 1,5D + f2 + g2$$

$$f2 = -1,5 * 1,7 + \left[(1,5 * 1,7)^2 + \right.$$

$$\left. \left(\frac{1}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right) \right]^{1/5}$$

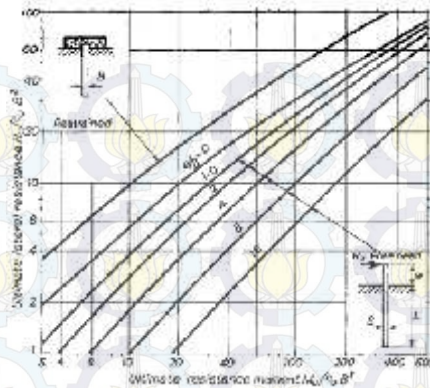
$$= 2,70 \text{ m}$$

$$g2 = \left[\frac{1}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right]^{1/5}$$

$$= 4,59 \text{ m}$$

$$L2 = 1,5 * 1,7 + 2,70 + 4,59$$

$L2 = 9,85 < L \text{ "15 m"}$ maka tiang merupakan tiang panjang
cek daya dukung lateral (Q_L) dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 4.32 Grafik daya dukung lateral untuk tiang panjang.

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{2M}{C \cdot D^2} \\
 &= \frac{2 \cdot 1}{1,1 \cdot 1,7^2} \\
 &= 15,881
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan grafik 4.1 dengan memasukkan angka X pada sumbu X tarik ke atas hingga bertabrakan dengan garis putus-putus (grafik kepala tertahan) tarik garis ke kiri hingga menabrak sumbu Y didapatkan angka = 13,65

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{Q}{C \cdot D^2} \\
 Q_1 &= Y \cdot C \cdot D^2 \\
 &= 13,65 \cdot 166,94 \cdot 1,7^2 \\
 &= 5387,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek efisiensi daya dukung lateral :

Dengan jarak antar tiang terkecil = 5,5 m = 2Db

Maka Ef dengan nilai S = 2Db = 25%

Maka Q₁ izin :

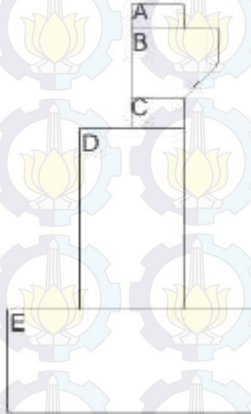
$$\begin{aligned}
 Q_{1i} &= 5387,28 \text{ kN} \cdot 25\% \\
 &= 1346,82 \text{ kN} \sim 137,29 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap gaya horizontal :

$$\begin{aligned}
 Q_{1i} &> H \\
 137,29 &> 103,96 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

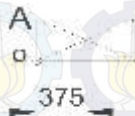
4.3.4 Penulangan Struktur Abutment

Perhitungan tulangan abutment akan dibagi menjadi beberapa segment seperti berikut:



Gambar 4.33 Pembagian segment penulangan pada abutment B.

1. Segment A



W_A

Gambar 4.34 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "0".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 * 0,35 * 2,4 = 0,63 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 0,63 * 0,375 = 0,24 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$Mu = 1,2 * 0,24 = 0,284 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \text{balance} &= \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) = \\ &\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa} \\ &= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85) \\ &= 0,69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right) \\ &= 0,0439 \\ \text{max} &= 0,75 * \text{balance} \\ &= 0,75 * 0,0439 \\ &= 0,03299 \end{aligned}$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$\begin{aligned} d &= 750 - 40 - 28/2 \\ &= 696 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{0,6 * 1}{0,8 * 1} \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5} \\ &= 9,412 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,0016}{4}} \right) \\ &= 0,000004 \end{aligned}$$

Cek $\min < \max = 0,0035 < 0,000004 < 0,0329$, maka dipakai $\min = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d = 0,0035 * 350 * 696 = 852,6 \text{ mm}^2$$

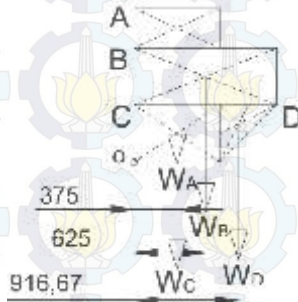
$$A_{\text{susut}} = 0,0035 * 1000 * 696 = 1392 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

Tul. tarik utama : 3D28 $A_s = 1847,27 \text{ mm}^2$

Tul. susut : D28-300 $A_s = 1847,27 \text{ mm}^2$

2. Segment B



Gambar 4.35 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "0".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \cdot 0,35 \cdot 2,4 = 0,63 \text{ T}$$

$$W_B = 1,25 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,50 \text{ T}$$

$$W_C = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,90 \text{ T}$$

$$W_D = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,30 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

$$L_B = 0,625 \text{ m}$$

$$L_C = 0,375 \text{ m}$$

$$L_D = 0,917 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 0,63 \cdot 0,375 = 0,24 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,50 \cdot 0,625 = 0,94 \text{ T m}$$

$$M_C = 0,90 \cdot 0,375 = 0,34 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,30 \cdot 0,917 = 0,28 \text{ T m}$$

$$M = 1,80 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 \cdot 1,80 = 2,16 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = 1250 - 40 - 28/2$$

$$= 1196 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{2,1 * 1^6}{0,8 * 1^2 * 1^2}$$

$$= 0,002$$

$$m = \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5}$$

$$= 9,412$$

$$= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,002}{4}} \right)$$

$$= 0,000005$$

Cek $\min < \max = 0,0035 < 0,000005 < 0,0329$, maka dipakai $\min = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d = 0,0035 * 1000 * 1196 = 4186 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{susut}} = 0,0035 * 1000 * 1196 = 4186 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

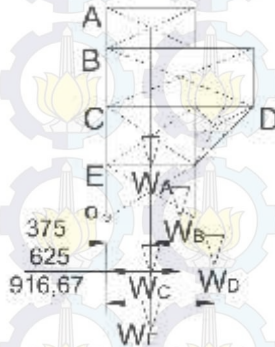
Tul. tarik utama : 7D28

$A_s = 4310,27 \text{ mm}^2$

Tul. susut : D28-140

$A_s = 4310,27 \text{ mm}^2$

3. Segment C



Gambar 4.36 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "0".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \cdot 0,35 \cdot 2,4 = 0,63 \text{ T}$$

$$W_B = 1,25 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,50 \text{ T}$$

$$W_C = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,90 \text{ T}$$

$$W_D = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,30 \text{ T}$$

$$W_E = 0,75 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 0,81 \text{ T}$$

$$L_A = 0,375 \text{ m}$$

$$L_B = 0,625 \text{ m}$$

$$L_C = 0,375 \text{ m}$$

$$L_D = 0,917 \text{ m}$$

$$L_E = 0,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 0,63 \cdot 0,375 = 0,24 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,50 \cdot 0,625 = 0,94 \text{ T m}$$

$$M_C = 0,90 \cdot 0,375 = 0,34 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,30 \cdot 0,917 = 0,28 \text{ T m}$$

$$M_E = 0,81 \cdot 0,375 = 0,31 \text{ T m}$$

$$M = 2,11 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 * 2,11 = 2,54 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 750 \text{ mm}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = 750 - 40 - 28/2$$

$$= 696 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{2,5 * 1^6}{0,8 * 1^6 * 6^2}$$

$$= 0,0066$$

$$m = \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5}$$

$$= 9,412$$

$$= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,0066}{4}} \right)$$

$$= 0,000017$$

Cek $\rho_{mn} < \rho_{max} = 0,0035 < 0,00017 < 0,0329$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = 0,0035 \cdot 450 \cdot 696 = 1096,2 \text{ mm}^2$$

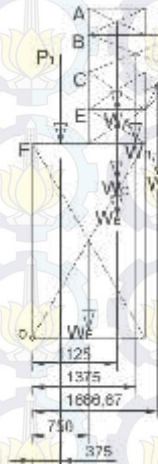
$$A_{susut} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 696 = 2436 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 3D28 \quad A_s = 1847,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : D28-250 \quad A_{sst} = 2463,01 \text{ mm}^2$$

4. Segment D



Gambar 4.37 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "0".

Pembebanan :

$$W_A = 0,75 \cdot 0,35 \cdot 2,4 = 0,63 \text{ T}$$

$$W_B = 1,25 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,50 \text{ T}$$

$$W_C = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,90 \text{ T}$$

$$W_D = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 0,30 \text{ T}$$

$$W_E = 0,75 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 0,81 \text{ T}$$

$$W_F = 1,50 \cdot 2,6 \cdot 2,4 = 9,36 \text{ T}$$

$$P1 = 1190,65 \text{ T}$$

$$L_A = 1,125 \text{ m}$$

$$L_B = 1,375 \text{ m}$$

$$L_C = 1,125 \text{ m}$$

$$L_D = 1,667 \text{ m}$$

$$L_E = 1,125 \text{ m}$$

$$L_F = 0,750 \text{ m}$$

$$L_{P1} = 0,375 \text{ m}$$

Momen :

$$M_A = 0,63 * 1,125 = 0,71 \text{ T m}$$

$$M_B = 1,50 * 1,375 = 2,06 \text{ T m}$$

$$M_C = 0,90 * 1,125 = 1,01 \text{ T m}$$

$$M_D = 0,30 * 1,667 = 0,50 \text{ T m}$$

$$M_E = 0,81 * 1,125 = 0,91 \text{ T m}$$

$$M_F = 9,36 * 0,75 = 7,02 \text{ T m}$$

$$M_{P1} = 1190,65 * 0,375 = 446,49 \text{ T m}$$

$$M = 458,70 \text{ T m}$$

Penulangan :

$$M_u = 1,2 * 458,70 = 550,45 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 50 * 0,69}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan $s_b = 40$ mm.

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pelat} - s_b - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 1500 - 40 - 28/2 \\ &= 1446 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M}{0,8 * b * d^2} \\ &= \frac{550,45 * 10^6}{0,8 * 1 * 1446^2} \\ &= 0,33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f}{0,8 * f'_c} = \frac{4}{0,8 * 5} \\ &= 9,412 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R}{f}} \right) \\ &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,33}{4}} \right) \\ &= 0,0008 \end{aligned}$$

Cek $\rho_{mn} < \rho < \rho_{max} = 0,0035 < 0,0008 < 0,0329$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d \rho = 0,0035 * 2600 * 1446 = 13158,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{susut} = 0,0035 * 1000 * 1446 = 5061 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 22D28 \quad A_s = 13546,55 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : 9D28 \quad A_{sst} = 5541,77 \text{ mm}^2$$

5. Segment E



Gambar 4.38 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “0”.

Pembebanan :

$$\begin{aligned}
 W_A &= 0,75 \times 0,35 \times 2,4 &= 0,63 \text{ T} \\
 W_B &= 1,25 \times 0,5 \times 2,4 &= 1,50 \text{ T} \\
 W_C &= 0,75 \times 0,5 \times 2,4 &= 0,90 \text{ T} \\
 W_D &= 0,5 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,4 &= 0,30 \text{ T} \\
 W_E &= 0,75 \times 0,45 \times 2,4 &= 0,81 \text{ T} \\
 W_F &= 1,50 \times 2,6 \times 2,4 &= 9,36 \text{ T} \\
 W_G &= 3,6 \times 1,5 \times 2,4 &= 12,96 \text{ T} \\
 P1 &= 1190,65 \text{ T} \\
 L_A &= 2,175 \text{ m} \\
 L_B &= 2,425 \text{ m} \\
 L_C &= 2,175 \text{ m} \\
 L_D &= 2,717 \text{ m} \\
 L_E &= 2,175 \text{ m} \\
 L_F &= 1,800 \text{ m} \\
 L_G &= 1,800 \text{ m} \\
 L_{P1} &= 1,425 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen :

$$M_A = 0,63 \times 2,175 = 1,37 \text{ T m}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= 1,50 \cdot 2,425 &= 3,64 \text{ T m} \\
 M_C &= 0,90 \cdot 2,175 &= 1,96 \text{ T m} \\
 M_D &= 0,30 \cdot 2,717 &= 0,82 \text{ T m} \\
 M_E &= 0,81 \cdot 2,175 &= 1,76 \text{ T m} \\
 M_F &= 9,36 \cdot 0,75 &= 16,86 \text{ T m} \\
 M_G &= 12,96 \cdot 1,80 &= 23,93 \text{ T m} \\
 M_{P1} &= 1190,65 \cdot 1,425 &= 1696,68 \text{ T m} \\
 M &= 1747,02 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

Penulangan :

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,2 \cdot 1747,02 = 2096,42 \text{ T m} \\
 f'_c &= 50 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ditinjau setiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

β_1 untuk $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} \cdot (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 \cdot 50 \cdot 0,69}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 \cdot \text{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$\begin{aligned}
 d &= 3600 - 80 - 28/2 \\
 &= 3506 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{2096,42 \cdot 1}{0,8 \cdot 1 \cdot 3^2} \\
 &= 0,21
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{4}{0,8 * 5} \\
 &= 9,412 \\
 &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,2}{4}} \right) \\
 &= 0,0005
 \end{aligned}$$

Cek $m_{\min} < m < m_{\max} = 0,0035 < 0,0005 < 0,0329$, maka dipakai $m_{\min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d = 0,0035 * 1500 * 3546 = 18616,5 \text{ mm}^2$$

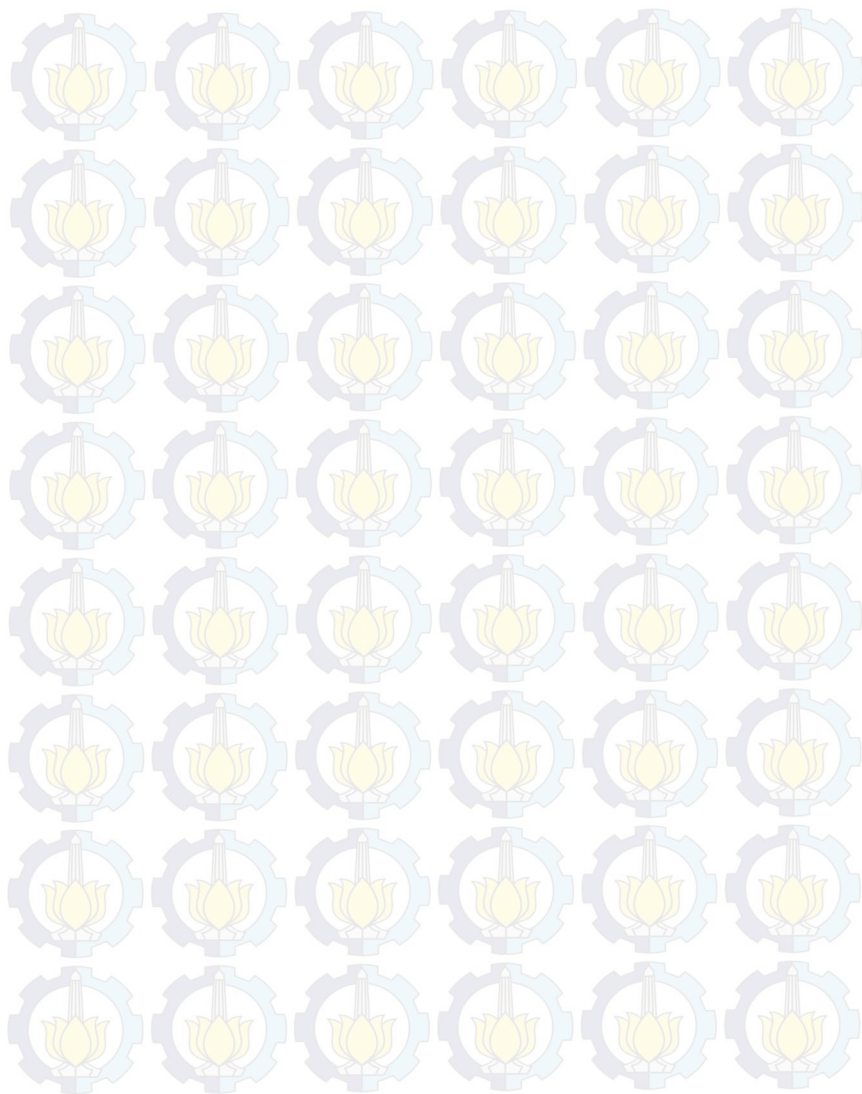
$$A_{\text{susut}} = 0,0035 * 1000 * 3546 = 12411 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 31\text{D}28 \quad A_s = 19088,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : 21\text{D}28 \quad A_{\text{sst}} = 12930,80 \text{ mm}^2$$

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



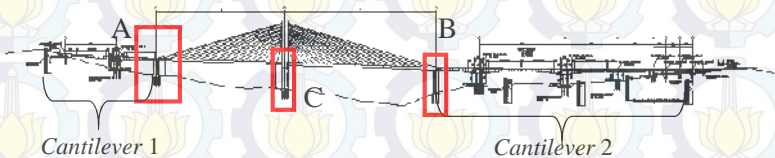
BAB V

PERENCANAAN PONDASI PILAR CABLE STAYED

5.1 Umum

Pada bab ini akan dicoba mendesain pondasi dari pilar utama struktur jembatan *cable stayed* (Pilar C) dan juga pondasi dari pilar A & B. Gaya-gaya yang terjadi dari struktur atas *cable stayed* didapatkan dari perhitungan analisa dari program analisa struktur yang dilakukan oleh Fransisko Murdiono Nugrahanto, 2012 pada tugas akhir “Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Ireng (Ungaran-Bawen), Kabupaten Semarang Dengan Sistem *Cable Stayed Single Plane*” sehingga pada bab ini akan dilakukan desain pondasi dari reaksi yang dikeluarkan dari program analisa struktur *cable stayed*.

Berikut skema dari bagian pilar yang akan didesain pondasi struktur.

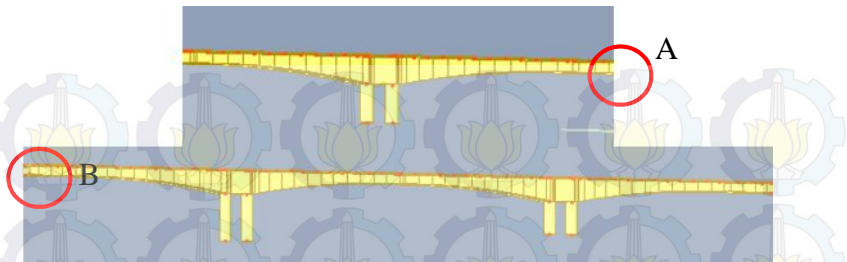


Gambar 5.1 Perencanaan pilar A, B, dan C.

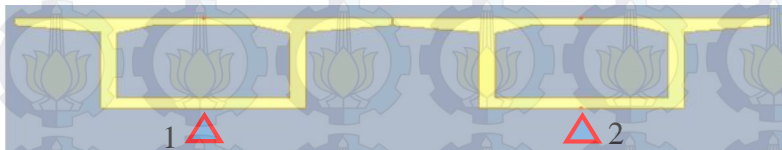
5.2 Perencanaan Pondasi Pilar A

Pertama dibutuhkan hasil reaksi dari struktur atas jembatan *cantilever* dan *cable stayed*, pencarian analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program analisa struktur hingga didapatkan reaksi-reaksi pada perletakan pada kedua bentang jembatan tersebut untuk mendesain pondasi dari pilar A.

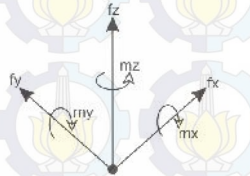
Hasil reaksi dari program analisa struktur jembatan *cantilever* adalah sebagai berikut:



Gambar 5.2 Pemodelan jembatan cantilever bentang awal dan akhir, dalam program analisa struktur.



Gambar 5.3 Posisi didapatkan hasil reaksi perletakan terhadap struktur dengan berbagai macam kombinasi pembebanan.



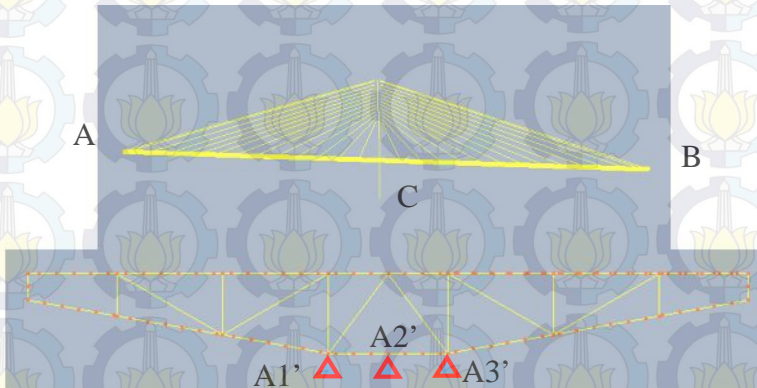
Gambar 5.4 Arah gaya-gaya positif (+) dalam pemodelan struktur jembatan *cantilever*, dan arah "X" adalah arah memanjang dari pemodelan struktur.

Tabel 5.1 Reaksi pereletakan no.1 pada pilar A.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		0,71	597,07	125,44	
c2		-1,52	377,53	369,05	
c3		-18,42	596,77	257,40	
c4		18,32	596,81	362,52	
c5		-1,52	377,27	369,05	

Tabel 5.2 Reaksi pereletakan no.2 pada pilar A.

	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		1,11	590,48	119,35	
c2		-1,52	377,53	369,05	
c3		-18,02	590,78	251,32	
c4		18,73	590,74	356,44	
c5		-1,52	377,78	369,05	

**Gambar 5.5** Potongan memanjang bentang jembatan *cable stayed* serta potongan melintang dari segment jembatan *cable stayed*.**Tabel 5.3** Reaksi pereletakan no.A1' pada pilar A.

	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		260,76	252,79	-16,19	-290,07
c2		200,57	263,44	-3,74	46,84
c3		290,03	397,16	126,53	-48,77
c4		362,05	409,27	20,45	-178,82
c5		451,51	543,00	150,77	-274,43

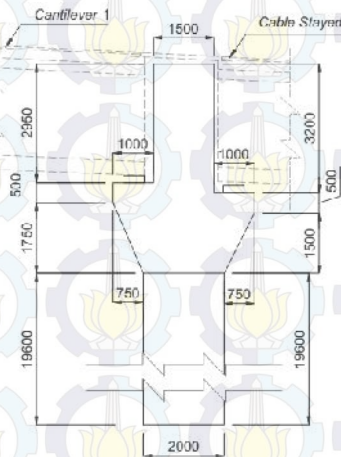
Tabel 5.4 Reaksi pereletakan no.A2' pada pilar A.

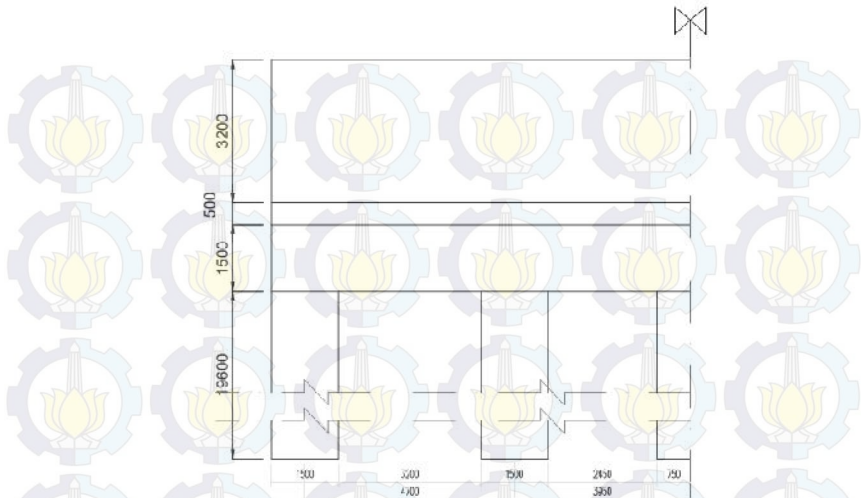
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		3,61	22,15	0,36	-31,82
c2		12,79	20,53	12,94	31,26
c3		82,84	14,09	97,19	11,86
c4		18,22	32,50	11,88	-9,33
c5		88,28	26,06	96,13	-28,74

Tabel 5.5 Reaksi pereletakan no.A3' pada pilar A.

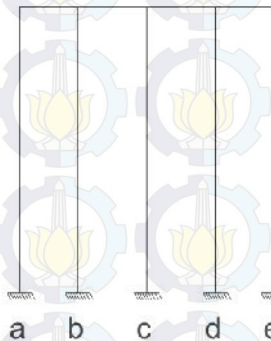
	fx	fy	fz	mx	my
	T	T	T	Tm	Tm
c1		-280,69	278,10	12,08	-299,05
c2		10,27	232,29	55,25	47,12
c3		67,75	420,57	198,34	-53,91
c4		-157,71	381,38	40,58	-184,98
c5		-100,23	569,66	183,68	-287,00

5.2.1 Pemodelan Struktur Pilar A.

**Gambar 5.6** Pilar A tampak arah memanjang sumbu jembatan.

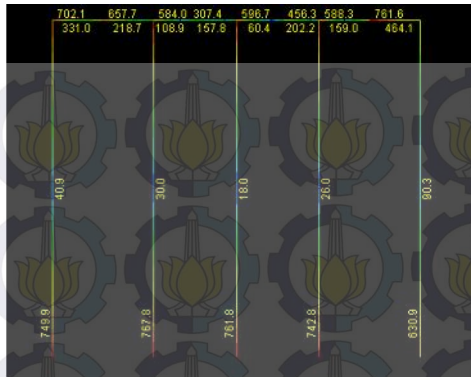


Gambar 5.7 Pilar abutment jembatan *Cable Stayed* tampak melintang sumbu jembatan.



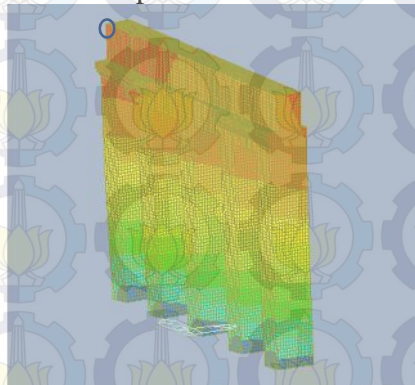
Gambar 5.8 Pemodelan tampak arah melintang pilar abutment jembatan *cable stayed*.

Setelah dilakukan pemodelan dan diberikan beban-beban maka didapatkan gaya dalam yang terjadi pada pilar sebagai berikut:



Gambar 5.9 Hasil moment M_x pada pilar didapatkan nilai terbesar = 767,81 Tm pada pilar dan 761,60 Tm pada balok.

Serta didapatkan juga nilai defleksi pada pilar sebesar 4,01 cm terhadap sumbu “y” (melintang sumbu jembatan) pada bagian teratas dari pilar:



Gambar 5.10 Hasil defleksi yang didapat dari kombinasi beban 5 pada desain pilar abutment.

5.2.2 Penulangan Struktur Pilar A

Untuk menahan gaya dalam pada pilar A yang terjadi akibat beban-beban dari jembatan (struktur atas) maka akan didesain penulangan pada pilar sebagai berikut:

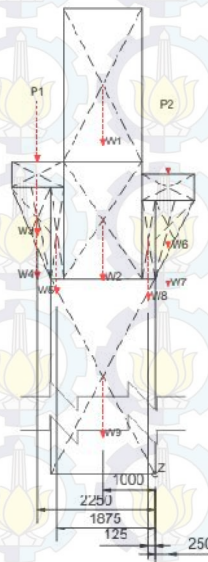


*Pada perencanaan penulangan pilar A akan dibagi menjadi 3 bagian desain penulangan yakni:

1. Badan pilar dimana terjadi momen terbesar serta sebagai struktur penunjang utama sandaran jembatan.
2. Penyangga dimana beban dari jembatan akan diletakkan.
3. Kepala jembatan

Gambar 5.11 Perhitungan penulangan akan dibagi menjadi 3 bagian penulangan struktur pilar yaitu, badan pilar, penyangga, dan kepala pilar.

1. Badan pilar :



Gambar 5.12 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik "z".

Pembebanan:

$$P1 = 1187,59 \text{ t} / 5 = 237,52 \text{ T}$$

$$P2 = 1145,16 \text{ t} / 5 = 229,03 \text{ T}$$

$$W1 = 1,5 \times 2,95 \times 2,4 = 10,62 \text{ T}$$

$$W2 = 1,5 \times 2,25 \times 2,4 = 8,40 \text{ T}$$

$$W3 = 1,0 \times 0,5 \times 2,4 = 1,20 \text{ T}$$

$$W4 = 0,75 \times 1,75 \times 0,5 \times 2,4 = 1,58 \text{ T}$$

$$W5 = 0,25 \times 1,75 \times 2,4 = 1,05 \text{ T}$$

$$W6 = 1 \times 0,5 \times 2,4 = 1,20 \text{ T}$$

$$W7 = 0,75 \times 1,5 \times 0,5 \times 2,4 = 1,35 \text{ T}$$

$$W8 = 0,25 \times 1,5 \times 2,4 = 0,90 \text{ T}$$

$$W9 = 2,0 \times 19,6 \times 2,4 = 94,08 \text{ T}$$

$$LP1 = 2,25 \text{ m}$$

$$LP2 = 0,25 \text{ m}$$

$$L1 = 1,00 \text{ m}$$

$$L2 = 1,00 \text{ m}$$

$$L3 = 2,25 \text{ m}$$

$$L4 = 2,25 \text{ m}$$

$$L5 = 1,88 \text{ m}$$

$$L6 = 0,25 \text{ m}$$

$$L7 = 0,25 \text{ m}$$

$$L8 = 0,13 \text{ m}$$

$$L9 = 1,00 \text{ m}$$

Momen :

$$My = 237,52(2,25) + 229,03(-0,25) + 10,62(1,00)$$

$$+ 8,40(1,00) + 1,20(2,2) + 1,58(2,25)$$

$$+ 1,05(1,88) + 1,20(-0,25) + 1,35(-0,25)$$

$$+ 0,90(0,13) + 94,08(1,00)$$

$$= 597,911 \text{ T m}$$

$$Mx = 767,80 \text{ T m}$$

Penulangan :

Tinjauan beban sentris dalam keadaan balance terhadap Mx

Gaya dalam Normal

$$= 971,67 \text{ T}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{tul} = 26 \text{ mm}$$

$$d' = s_b + D_{tul}/2 = 53 \text{ mm}$$

$$d = h - s_b - D_{tul}/2$$

$$= 2000 - 40 - 26/2$$

$$= 1947 \text{ mm}$$

$$c_b = d \frac{0,0}{0,0 + \frac{f}{E}}$$

$$= 1947 * \frac{0,0}{0,0 + \frac{4}{2}}$$

$$= 1168,2 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = 0,003 * \frac{c - d'}{c} < \frac{f}{E}$$

$$= 0,003 * \frac{1,2 - 5}{1,2} < \frac{4}{2}$$

$$= 0,003 < 0,002, \text{ digunakan terkecil}$$

$$f'_s = E_s * \epsilon'_s = 200000 * 0,002$$

$$= 400$$

$$1 = 0,85 - 0,05 * \frac{f - 3}{7} = 0,85 - 0,05 * \frac{5 - 3}{7}$$

$$= 0,71$$

$$a_b = 1 * c_b = 0,71 * 1168,2$$

$$= 829,42 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0,85 * f'_c * b * a_b + A'_s * f'_s - A_s * f_y$$

$$*A_s = A_{st}$$

$f_y = f'_s$, maka persamaan P_{nb} menjadi

$$\begin{aligned} &= 0,85 * f'_c * b * a_b \\ &= 0,85 * 50 * 1500 * 829,42 \\ &= 52875525 \text{ N} \sim 5389,96 \text{ t} > 973,67 \text{ t} \end{aligned}$$

Karena P_{nb} lebih besar daripada P yang terjadi maka dicoba penulangan A_s minimum.

$$\begin{aligned} \min &= 1,4/f_y = 1,4/400 \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \min.b.d = 0,0035 * 1500 * 1947 \\ &= 10221,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = A'_s$$

$$M_{nb} = P_{nb} * e_b$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= 0,85 f'_c b a_b \left(y - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s (y - d') + \\ &\quad A_s f_y (d - y) \end{aligned}$$

$$= 0,85.50.1500.829,42 \left(1000 - \frac{829,42}{2} \right) +$$

$$10221,75.400(1000 - 53) +$$

$$10221,75.400(1947 - 1000)$$

$$= 3,869 \times 10^{10} \text{ N mm}$$

$$= 3944,09 \text{ T m}$$

Kapasitas M_{nb} terhadap M_u pada tiang

$$0,8.M_{nb} > M_u$$

$$0,8. 3944,09 > 597,911 \text{ T m}$$

$$3155,27 \text{ T m} > 597,911 \text{ T m, OK}$$

Tinjauan beban sentris dalam keadaan balance terhadap M_y

Gaya dalam Normal

$$= 971,67 \text{ T}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$sb = 40 \text{ mm}$$

$$D_{tul} = 26 \text{ mm}$$

$$d' = sb + D_{tul}/2 = 53 \text{ mm}$$

$$d = h - sb - D_{tul}/2$$

$$= 1500 - 40 - 26/2$$

$$= 1447 \text{ mm}$$

$$c_b = d \frac{0,0}{0,0 + \frac{f}{E}}$$

$$= 1447 * \frac{0,0}{0,0 + \frac{4}{2}}$$

$$= 868,2 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = 0,003 * \frac{c - d'}{c} < \frac{f}{E}$$

$$= 0,003 * \frac{8_{,2} - 5}{8_{,2}} < \frac{4}{2}$$

$$= 0,0028 < 0,002, \text{ digunakan terkecil}$$

$$f'_s = E_s * \epsilon'_s = 200000 * 0,002$$

$$= 400$$

$$1 = 0,85 - 0,05 * \frac{f - 3}{7} = 0,85 - 0,05 * \frac{5 - 3}{7}$$

$$= 0,71$$

$$a_b = 1 * c_b = 0,71 * 868,2$$

$$= 616,42 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0,85 * f'_c * b * a_b + A'_s * f'_s - A_s * f_y$$

$$* A_s = A_{st}$$

$$f_y = f'_s, \text{ maka persamaan } P_{nb} \text{ menjadi}$$

$$= 0,85 * f'_c * b * a_b$$

$$= 0,85 * 50 * 2000 * 616,42$$

$$= 52395700 \text{ N} \sim 5341,05 \text{ t} > 973,67 \text{ t}$$

Karena P_{nb} lebih besar daripada P yang terjadi maka dicoba penulangan As minimum.

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 1,4/400$$

$$= 0,0035$$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 2000 \cdot 1447$$

$$= 10129 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b$$

$$M_{nb} = 0,85 f'_c b a_b \left(y - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s (y - d') + A_s f_y (d - y)$$

$$= 0,85 \cdot 50 \cdot 2000 \cdot 616,42 \left(750 - \frac{616,42}{2} \right) +$$

$$10129 \cdot 400 (750 - 53) +$$

$$10129 \cdot 400 (1447 - 750)$$

$$= 2,879 \times 10^{10} \text{ N mm}$$

$$= 2935,35 \text{ T m}$$

$$A_s = 10221,75 \text{ mm}^2 \sim 17D28$$

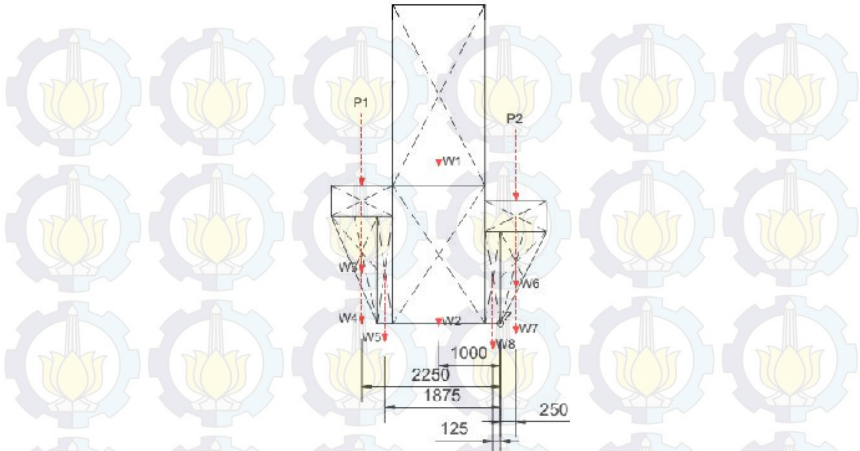
Kapasitas M_{nb} terhadap M_u pada tiang

$$0,8 \cdot M_{nb} > M_u$$

$$0,8 \cdot 2935,35 > 767,80 \text{ T m}$$

$$2348,28 \text{ T m} > 767,80 \text{ T m, OK}$$

2. Sandaran Jembatan



Gambar 5.13 Beban-bekan yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “z”.

Pembebanan:

P1	= 1187,59 t / 5	= 237,52 T
P2	= 1145,16 t / 5	= 229,03 T
W1	= 1,5x2,95x2,4	= 10,62 T
W2	= 1,5x2,25x2,4	= 8,40 T
W3	= 1,0x0,5x2,4	= 1,20 T
W4	= 0,75x1,75x0,5x2,4	= 1,58 T
W5	= 0,25x1,75x2,4	= 1,05 T
W6	= 1x0,5x2,4	= 1,20 T
W7	= 0,75x1,5x0,5x2,4	= 1,35 T
W8	= 0,25x1,5x2,4	= 0,90 T
LP1	= 2,25 m	
LP2	= 0,25 m	
L1	= 1,00 m	
L2	= 1,00 m	
L3	= 2,25 m	
L4	= 2,25 m	
L5	= 1,88 m	

$$L6 = 0,25 \text{ m}$$

$$L7 = 0,25 \text{ m}$$

$$L8 = 0,13 \text{ m}$$

Momen :

$$\begin{aligned} M_y &= 237,52(2,25) + 229,03(-0,25) + 10,62(1,00) \\ &\quad + 8,40(1,00) + 1,20(2,2) + 1,58(2,25) \\ &\quad + 1,05(1,88) + 1,20(-0,25) + 1,35(-0,25) \\ &\quad + 0,90(0,13) \\ &= 503,83 \text{ tm} \end{aligned}$$

Penulangan

$$M_u = 1,2 \times 503,83 = 604,58 \text{ tm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 3500 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 50 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb
= 40 mm.

$$d = 2000 - 40 - 28/2$$

$$= 1946 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M}{0,8 \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{6,5 \cdot 1^6}{0,8 \cdot 1 \cdot 1^2} \\
 &= 0,20 \\
 m &= \frac{f}{0,8 \cdot f'c} = \frac{4}{0,8 \cdot 5} \\
 &= 9,412 \\
 &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R}{f}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,4 \cdot 0,2}{4}} \right) \\
 &= 0,0005
 \end{aligned}$$

Cek $\rho_{mn} < \rho_{max} = 0,0035 < 0,0002 < 0,0329$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = 0,0035 \cdot 2000 \cdot 1946 = 13622 \text{ mm}^2$$

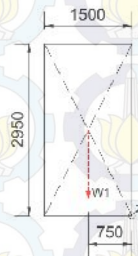
$$A_{susut} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 1946 = 6811 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 23D28 \quad A_s = 14162,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : D28-80 \quad A_{sst} = 7389,03 \text{ mm}^2$$

3. Bagian kepala pilar:



Gambar 5.14 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “z”.

Pembebanan:

$$W1 = 1,5 \times 2,95 \times 2,4 = 10,62 \text{ t}$$

$$L = 0,75 \text{ m}$$

Momen :

$$\begin{aligned} M &= 10,62 \times 0,75 \\ &= 7,97 \text{ T m} \end{aligned}$$

Penulangan

$$Mu = 1,2 \times 7,97 = 9,56 \text{ T m}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$balance = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$max = 0,75 * balance$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2$$

$$= 1500 - 40 - 28/2$$

$$= 1446 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M}{0,8 * b * d^2}$$

$$= \frac{9,5 * 10^6}{0,8 * 1 * 1^2}$$

$$= 0,0057$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f}{0,8 * f'c} = \frac{4}{0,8 * 5} \\
 &= 9,412 \\
 &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R}{f}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,0}{4}} \right) \\
 &= 0,000001
 \end{aligned}$$

Cek $m_{mn} < m < m_{max} = 0,0035 < 0,000001 < 0,0329$,
maka dipakai $m_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = b d = 0,0035 * 2950 * 1446 = 14929,95 \text{ mm}^2$$

$$A_{susut} = 0,0035 * 1000 * 1446 = 5061 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 25D28 \quad A_s = 15393,01 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : D28-100 \quad A_{sst} = 5541,77 \text{ mm}^2$$

5.2.3 Reaksi Perletakan Pilar A

Pada perencanaan pondasi pilar A dibutuhkan gaya-gaya dari reaksi pada Pilar A yang didapatkan dari program analisa struktur. Data-data reaksi pada masing-masing kolom pada pilar A adalah sebagai berikut beserta kombinasi pembebanan.

Tabel 5.6 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 1.

	fx	fy	fz	mx	my
	T	T	T	Tm	Tm
A	6,14	-53,99	696,31	13,56	1,53
B	5,49	-53,61	618,37	13,40	1,38
C	5,48	-54,08	528,96	13,52	1,37
D	-5,86	-54,58	480,23	13,65	-1,46
E	-11,25	-50,01	286,56	13,10	-2,82

Tabel 5.7 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 2.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	5,14	-43,00	556,01	10,70	1,28
B	4,78	-42,83	523,70	10,71	1,20
C	4,33	-42,60	473,53	10,65	1,08
D	-4,90	-42,67	405,51	10,68	-1,25
E	-9,33	-39,41	228,26	9,76	-2,33

Tabel 5.8 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 3.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	10,63	-68,20	759,57	17,06	2,66
B	8,60	-68,40	682,37	17,10	2,15
C	6,44	-68,35	584,96	17,09	1,62
D	-8,76	-69,20	490,40	17,18	-2,19
E	-16,91	-63,64	233,51	15,91	-4,22

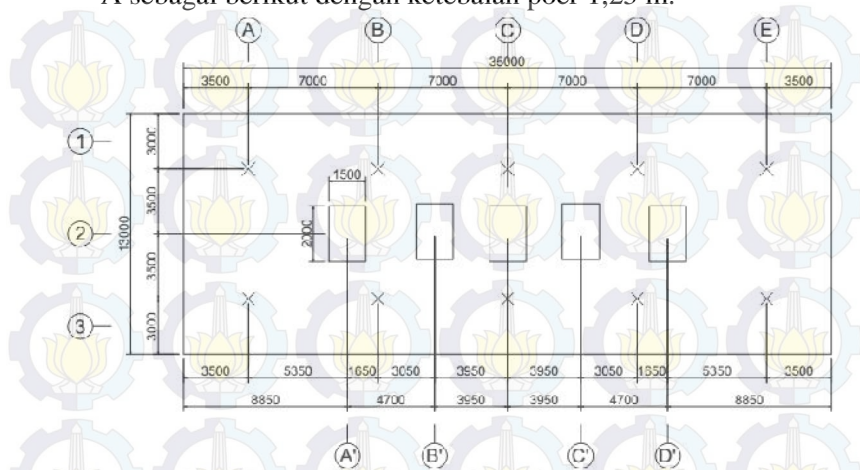
Tabel 5.9 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 4.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	15,80	-83,00	1071,17	21,18	3,95
B	15,57	-84,16	952,38	21,33	3,89
C	14,36	-84,73	850,13	21,17	3,60
D	-0,13	-84,30	739,04	21,30	-0,04
E	-6,69	-78,25	427,48	19,99	-1,67

Tabel 5.10 Reaksi pada pangkal pilar A kombinasi 5.

	fx	fy	fz	mx	my
	T	T	T	Tm	Tm
A	22,73	-106,33	1064,14	26,99	5,68
B	19,79	-109,31	930,04	27,61	4,95
C	13,67	-108,91	842,36	27,23	3,41
D	-3,88	-107,64	651,19	27,22	-1,46
E	-13,38	-101,60	242,19	25,83	-3,35

Direncanakan posisi pemasangan kelompok tiang pada pilar A sebagai berikut dengan ketebalan poer 1,25 m:



Gambar 5.15 Pola pemasangan kelompok tiang pada pilar A.

Perhitungan P_{max} dan P_{min} pada tiang pondasi, perhitungan P_{max} dan P_{min} pada kombinasi 4 dengan V terbesar :

Akibat adanya struktur poer maka ada tambahan gaya vertikal dan momen akibat berat poer dan juga eksentrisitas gaya horizontal pada kaki pilar :

$$F_z^+ = 34 \times 13 \times 2,2 \times 2,4 = 2333,76 \text{ T}$$

$$M_x^+ = f_y \times (d \text{ pile cap}/2)$$

$$M_y^+ = f_x \times (d \text{ pile cap}/2)$$

Tabel 5.11 Momen tambahan

F_x (ton)	F_y (ton)	e (m)	M_{x+} (ton m)	M_{y+} (ton m)
0,00	-266,27	1,1	-292,90	0,00
0,02	-210,51	1,1	-231,56	0,02
0,00	-337,79	1,1	-371,57	0,00
38,91	-414,44	1,1	-455,88	42,80
38,93	-533,79	1,1	-587,17	42,82

Reaksi pilar pada titik pusat :

Tabel 5.12 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar kelompok pilar A.

Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
0,00	-266,27	4944,19	-225,67	0,00
0,02	-210,51	4520,77	-179,06	0,00
0,00	-337,79	5084,57	-287,23	0,02
38,91	-414,44	6373,96	-350,91	52,53
38,93	-533,79	6063,68	-452,29	52,05

Besar daya dukung yang di butuhkan :

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{V}{n} + \frac{M \cdot y_t}{\sum y_t^2} + \frac{M \cdot x_t}{\sum x_t^2} \\
 &= \frac{6}{1} + \frac{3}{4,1^2 + 4,7^2} + \frac{5}{1 \cdot 3,5^2} \\
 &= 643,91 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{V}{n} - \frac{M \cdot y_t}{\sum y_t^2} - \frac{M \cdot x_t}{\sum x_t^2} \\
 &= \frac{6}{1} - \frac{3}{4,1^2 + 4,7^2} - \frac{5}{1 \cdot 3,5^2} \\
 &= 630,88 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.13 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5.

	Pmax (ton)	Pmin (ton)
C1	264,27	257,82
C2	454,64	449,52
C3	512,56	504,35
C4	643,91	630,88
C5	614,32	598,42

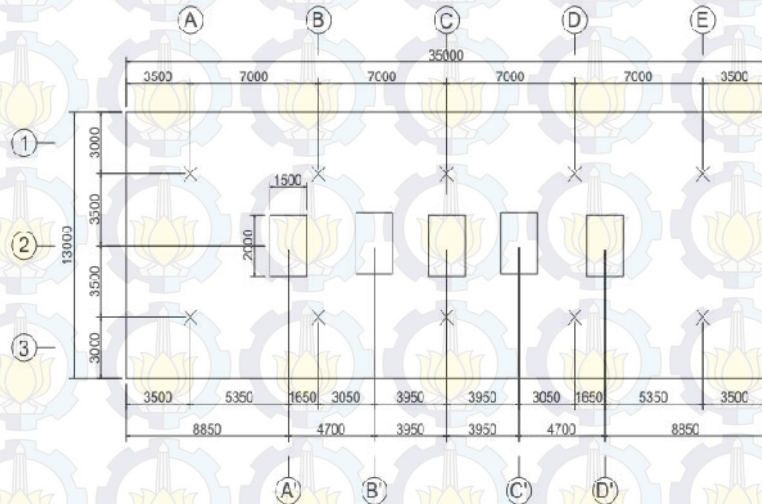
Didapatkan nilai Pmax paling besar dari Kombinasi 4 yaitu :
643,91 T

- Efektifitas daya dukung pile dengan rumus *Converse Labare* :

$$\begin{aligned}
 C_o &= 1 - \frac{a}{9} \cdot t_i \left(\frac{D}{S} \right) * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\
 &= 1 - \frac{a}{9} \cdot t_i \left(\frac{2,5}{7} \right) * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{2} \right) \\
 &= 0,7161114303
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= P/Co \\
 &= 670,45/0,7161114303 \\
 &= 899,18 \text{ T}
 \end{aligned}$$

5.2.4 Kontrol Pile Cap Pilar A



Gambar 5.16 Rencana pemasangan pondasi tiang bor dan dimensi pile cap pada Pilar A.

Direncanakan pile cap pada dasar pilar agar dapat meneruskan gaya-gaya yang terjadi pada pilar dapat tersalurkan pada pondasi tiang.

a. Ketebalan Poer

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 l &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 3}{7} \right) \\
 &= 0,71
 \end{aligned}$$

Gaya pada kombinasi 4

$$a = 1071,17 \text{ T}$$

$$b = 952,38 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}c &= 850,13 \text{ T} \\d &= 739,04 \text{ T} \\e &= 427,48 \text{ T} \\P_{\max} &= 1071,14 \text{ T}\end{aligned}$$

Dimensi Pilar :

$$\begin{aligned}b &= 1500 \text{ mm} \\h &= 2000 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimensi Poer :

$$\begin{aligned}B &= 13000 \text{ mm} \\H &= 34000 \text{ mm} \\d \text{ asumsi} &= 1250 \text{ mm} \\beban &= 1,4 * P = 1,4 * 1071,14 \\&= 1499,64 \text{ T}\end{aligned}$$

Cek terhadap geser pons :

$$\begin{aligned}V_u \text{ pons} &= 1499,64 \text{ T} \sim 14696,45 \text{ kN} \\d &= t \text{ poer-sb-bata-tul}/2 = 1250-80-150-28/2 \\&= 1006 \text{ mm}\end{aligned}$$

Keliling bidang kritis geser pons :

$$\begin{aligned}b_o &= 2(b+d)+2(h+d) \\&= 2(1500+1006)+2(2000+1006) \\&= 11024 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kapasitas geser pons pile cap V_c :

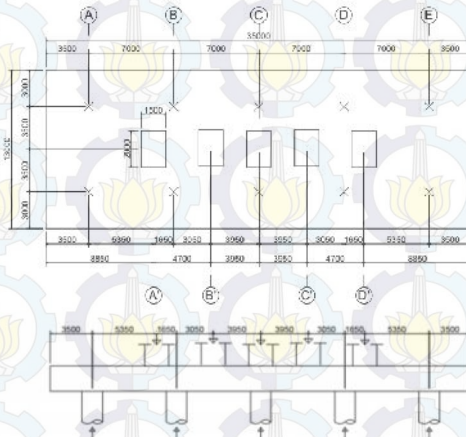
$$\begin{aligned}&= 0,6 * 0,33 * \sqrt{f'c} * b * d \\&= 0,6 * 0,33 * \sqrt{50} * 11024 * 1006 \\&= 15526994 \text{ N} \sim 15526,99 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u < V_c$$

$$14696,45 \text{ kN} < 15526,99 \text{ kN}, \text{ OK}$$

Perhitungan tulangan pile cap

Moment terhadap titik berat pile cap



Gambar 5.17 Momen terhadap sb y pada pile cap.

Arah y

$$\begin{aligned} Mu &= \sum P_i \cdot y_i \\ &= 643,91 \cdot 14000 \cdot 4 + 641,40 \cdot 7000 \cdot 4 - \\ &\quad (808,04 \cdot 8650 \cdot 2 + 808,04 \cdot 3950 \cdot 2) \\ &= 36673197,5 \text{ t mm} \sim 359764,07 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M}{\phi b d^2} = \frac{3}{0,8 \cdot 1} \cdot \frac{,5 \cdot 1}{,2^2} = 7,582$$

$$R_{n \max} = 0,75 \cdot \dots_{bal} = 0,75 \left[\frac{0,85 S_1 f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\begin{aligned} &= 0,75 \left[\frac{0,85 \cdot 0,71 \cdot 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right] \\ &= 0,0338 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n \min} &= 1,4 / f_y = 1,4 / 400 \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c}} \right)$$

$$= \frac{0.85.50}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.7,582}{0.85.50}} \right)$$

$$= 0,021 > \text{min}, \& < \text{max}$$

$$\begin{aligned} A_s &= b d = 0,021 * 13000 * 2136 = \\ &= 584173,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{D28} = 0,25 * \pi * 28^2 = 615,75 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s / A = 948,72 \sim 949 \text{ buah}$$

$$S_{tul} = \frac{b - 2.s - (n.D)}{n-1} = \frac{1 - 2.5 - (949 \cdot 2)}{949-1} = -14$$

Maka tulangan akan dipasang 5 layer

d baru dengan jarak antar layer

$$= 2D = 28 * 2 = 56 \sim 60 \text{ mm}$$

$$n/5 = 949/5 = 189,8 \text{ buah, dipakai } 205$$

$$S_{baru} = \frac{1 - 2.5 - (205 \cdot 2)}{205-1} = 35,09 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A.d &= 205 * 2136 * 615,75 + 2105 * 2076 * 615,75 \\ &+ 205 * 2016 * 615,75 + 205 * 1956 * 615,75 \\ &+ 205 * 1896 * 615,75 \\ &= 1272390264 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$A_d = 205 * 5 * 615,75 = 631145,96 \text{ mm}^2$$

$$d = A.d / A = 2016 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{631145,96 (400)}{0.85 (50) 13000} \\ &= 456,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = w A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,8.631145,96 \left(2016 - \frac{456,94}{2} \right) / 1000$$

$$= 361021,73 \text{ kN m} > 359764,07 \text{ kN m, OK}$$

$$\text{Arah X} = 5 \times 205 D28, \text{ dengan jarak layer} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Arah Y} = 1 \times 537 D28$$

5.2.5 Kontrol Bored Pile

Perhitungkan pondasi tiang akan digunakan data tanah yang sama dengan yang digunakan pada perencanaan abutment.

Direncanakan menggunakan tiang bored pile dengan mutu beton $f'c = 30$ MPa dan mutu tulangan 400 MPa

$$\begin{aligned} D_s &= 2,25 * \sqrt{\frac{Q}{f'c}} \\ &= 2,25 * \sqrt{\frac{9,0 * 9,8}{3 * 1}} \\ &= 1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipergunakan :

$$\begin{aligned} D_s &= 1,7 \text{ m} \\ D_b &= D_s \quad D_b \quad 3 D_s \\ &= \text{digunakan } 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Direncanakan akan dipasang hingga kedalaman 33m

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_e + Q_f \\ Q_{e\text{lemp.}} &= (1/4 * \pi * D^2) * C_u * N_c \\ &= 4,91 * 292,53 \text{ kN/m}^2 * 9 \\ &= 12923,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_f = Q_{f1\text{lemp}} + Q_{f2\text{lemp}} + Q_{f3\text{pas}} + Q_{f4\text{lemp}} + Q_{f5\text{lemp}} + Q_{f6\text{lemp}} + Q_{f7\text{lemp}}$$

$$\begin{aligned} Q_{f1\text{lemp}} &= f * C * p * \Delta L \\ &= 0,4 * 105,35 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ &= 675,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{f2\text{lemp}} &= 0,4 * 15,25 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ &= 97,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{f3\text{pas}} &= \pi * D * (1 - \sin \alpha) * \tan f * t_{\alpha} * t_{\alpha} * h \\ &= \pi * 1,7 \text{ m} * (1 - \sin 37,33) * \tan(0,8 * 37,33) * 427,62 \text{ k /m} \\ &= 516,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{f4\text{lemp}} &= 0,4 * 122,99 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ &= 788,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{f5\text{lemp}} &= 0,4 * 292,09 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ &= 1871,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{f6\text{lemp}} = 0,4 * 299,00k / m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 1916,23 \text{ kN}$$

$$Q_{f7\text{lemp}} = 0,4 * 292,09k / m^2 * (\pi * 1,7) * 15m$$

$$= 9373,91 \text{ kN}$$

$$Q_f = 675,17 + 97,73 + 516,14 + 788,22 + 1871,95 +$$

$$1916,23 + 9373,91$$

$$= 15239,35 \text{ kN}$$

$$Q_u = 17390.85 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_u / SF, \text{ Dipergunakan } SF = 3$$

$$= 28162,93 / 3$$

$$= 9387,64 \text{ kN} / 9,81$$

$$= 957,92 \text{ T}$$

$$\text{Cek } Q \text{ pile} > Q_d$$

$$957,92 \text{ T} > 899,18 \text{ T, OK}$$

- Titik jepit tiang.

Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

$$E = \text{Modulus elastisitas tiang } 4700. \sqrt{f'c}$$

$$= 4700. \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$I = \text{Inersia penampang pile} = (1/64) * D^4$$

$$= 0,41 m^4$$

$$n_h = \text{koef. Variasi modulus Terzaghi}$$

$$= \text{digunakan } n_h = 5 \text{ MN/m}^3, \text{ karena tanah terdiri}$$

$$\text{dari tanah lempung dan pasir}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{2 * 25742,96 * \left(\frac{1}{64}\right) * \pi * 1,7^4}{5 * 1}}$$

$$= 4,622 \text{ m}$$

$$Z_f = 1,8 \text{ T}$$

$$= 1,8 * 4,622$$

$$= 8,32 \text{ m}$$

e = karena tiang merupakan tiang kelompok maka tiang dianggap *fixed head*, sehingga e = 0

$$Z_f + e = 8,32$$

- Cek tiang panjang atau pendek:

$$\begin{aligned} L &> 2T \\ 15 &> 9,24, \text{ maka termasuk tiang elastis} \end{aligned}$$

Momen maksimum pada pile

$$H_{\max} = 533,79 / 10 = 54,38 \text{ T} \sim 523,65 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H(e + Z_f) / 2 \\ &= 523,65(0 + 8,32) / 2 = 2178,384 \text{ kN m} \end{aligned}$$

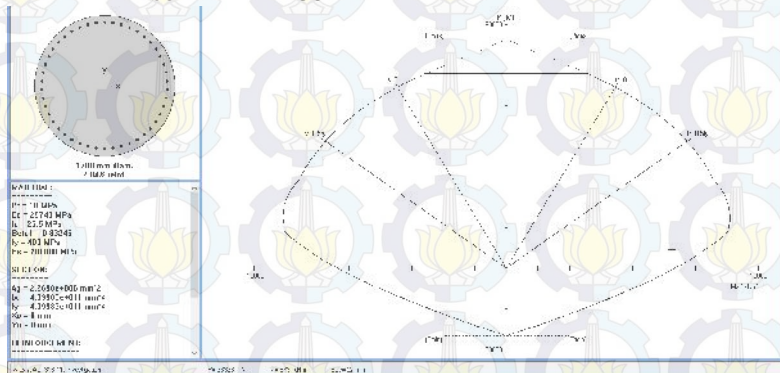
Dengan menggunakan program bantu analisa diagram interaksi dicari Momen Lentur izin pile dengan data-data sebagai berikut:

$$\text{Tulangan} = 35\text{D}28, A_s = 21551,33\text{mm}^2, p = 0,95\%$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 80 \text{ mm}$$



Gambar 5.18 Diagram Interaksi Pile lingaran dengan nilai $M_n = \pm 4175 \text{ kN m}$.

- Daya lateral menggunakan rumus Broms.

Kategori tiang

Dengan data-data:

$$D = 1,7 \text{ m}$$

$$C_u \text{ rerata} = 139,11 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 533,79 / 10$$

$$= 54,38 \text{ T} \sim 523,65 \text{ kN}$$

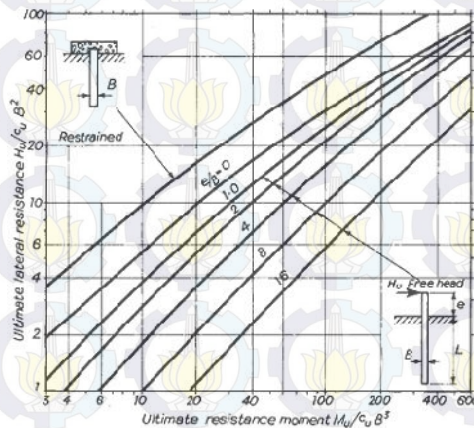
$$\begin{aligned} L1 &= \left[\frac{M}{4,5 C D} + 2,25 D^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= \left[\frac{4}{4,5 * 1,1 * 1,7} + 2,25 * 1,7^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 3,23 \text{ m} < L \text{ "15 m", maka cek nilai } L2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= 1,5D + f2 + g2 \\ f2 &= -1,5D + \left[(1,5D)^2 + \left(\frac{M}{2,2 C} \right) \right]^{0,5} \\ &= -1,5 * 1,7 + \left[(1,5 * 1,7)^2 + \right. \\ &\quad \left. \left(\frac{4}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right) \right]^{0,5} \\ &= 1,24 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g2 &= \left[\frac{M}{2,2 C D} \right]^{0,5} \\ &= \left[\frac{4}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right]^{0,5} \\ &= 2,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L2 = 1,5 * 1,7 + 1,24 + 2,80$$

$L2 = 6,57 < L \text{ "15 m"}$ maka tiang merupakan tiang panjang cek daya dukung lateral (Q_L) dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 5.19 Grafik daya dukung lateral untuk tiang panjang kepala tertahan.

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{M}{C \cdot D^3} \\
 &= \frac{4}{1,1 \cdot 1,7^3} \\
 &= 6,11
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan grafik 4.1 dengan memasukkan angka X pada sumbu X tarik ke atas hingga berpotongan dengan garis grafik tiang kepala tertahan, tarik garis ke kiri hingga menabrak sumbu Y didapatkan angka = 6,5

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{Q}{C \cdot D^2} \\
 Q_l &= Y \cdot C \cdot D^2 \\
 &= 6,50 \cdot 139,11 \cdot 1,7^2 \\
 &= 2613,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Efisiensi daya dukung lateral :

Dengan jarak antar tiang terkecil = 7 m = 2,8Db

Maka EI dengan nilai S = 2,8Db :

EI :

$$S=2D = 25\%$$

$$S=3D = 50\%$$

$$\begin{aligned}
 S=2,8D &= 25 + \frac{(2,8-2)}{(3-2)} (50 - 25) \\
 &= 45\%
 \end{aligned}$$

Maka Ql izin :

$$\begin{aligned}
 Q_{li} &= 2613,18 \text{ kN} \cdot 45\% \\
 &= 1175,93 \text{ kN} \sim 119,87 \text{ T}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung gaya horizontal :

$$\begin{aligned}
 Q_{li} &> H \\
 119,87 &> 54,38, \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Daya dukung horizontal 1 tiang > dari gaya horizontal pada 1 tiang, maka aman.

5.3 Perencanaan Pondasi Pilar B

Pertama dibutuhkan hasil rekasi dari struktur atas jembatan *cantilever* dan *cable stayed*, pencarian analisa struktur

dilakukan dengan menggunakan program analisa struktur hingga didapatkan reaksi-reaksi pada perletakan pada kedua bentang jembatan tersebut untuk mendesain pondasi dari pilar B.

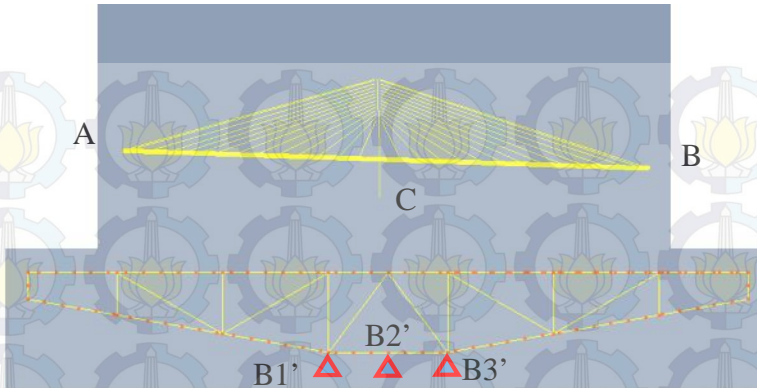
Hasil reaksi dari program analisa struktur jembatan cantilever adalah sebagai berikut:

Tabel 5.14 Reaksi pereletakan no.1 pada pilar B.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		0,81	592,08	119,96	
c2		-0,53	378,34	758,34	
c3		-22,39	590,20	294,21	
c4		23,48	590,47	704,05	
c5		-0,53	376,73	758,34	

Tabel 5.15 Reaksi pereletakan no.2 pada pilar B.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		0,81	610,89	135,74	
c2		-0,53	378,34	759,34	
c3		-22,39	612,77	309,99	
c4		23,49	612,51	719,83	
c5		-0,53	379,96	758,34	



Gambar 5.20 Potongan memanjang bentang jembatan *cable stayed* serta potongan melintang dari segment jembatan *cable stayed*.

Tabel 5.16 Reaksi pereletakan no.B1' pada pilar B.

	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
c1		141,45	501,94	96,67	368,78
c2		55,79	560,68	120,12	128,14
c3		501,46	616,43	386,91	47,96
c4		176,78	713,08	162,18	413,68
c5		622,45	768,83	428,97	333,50

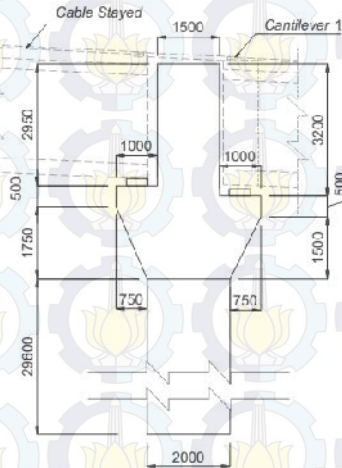
Tabel 5.17 Reaksi pereletakan no.B2' pada pilar B.

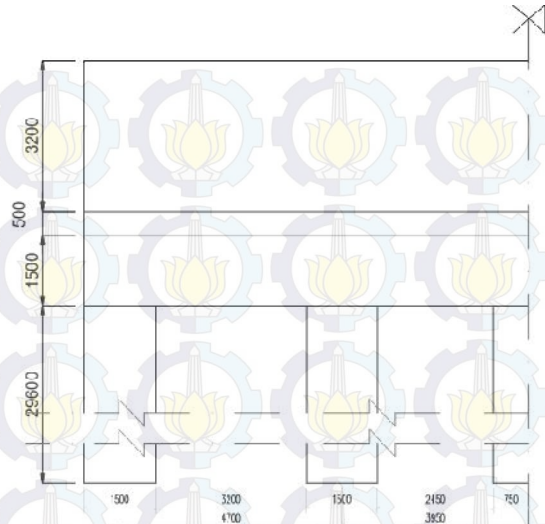
	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
c1		-9,57	35,99	2,83	60,83
c2		15,74	24,36	27,73	18,64
c3		144,56	16,88	39,82	-1,08
c4		5,03	40,91	28,51	73,13
c5		133,85	33,43	40,60	53,40

Tabel 5.18 Reaksi pereletakan no.B3' pada pilar B.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
c1		-147,69	505,92	-125,15	351,07
c2		76,49	425,80	43,18	125,01
c3		129,08	521,58	19,69	52,43
c4		-34,83	637,53	-44,49	397,12
c5		17,76	733,31	-67,98	324,54

5.3.1 Pemodelan Struktur Pilar B

**Gambar 5.21** Pilar B tampak arah memanjang sumbu jembatan.

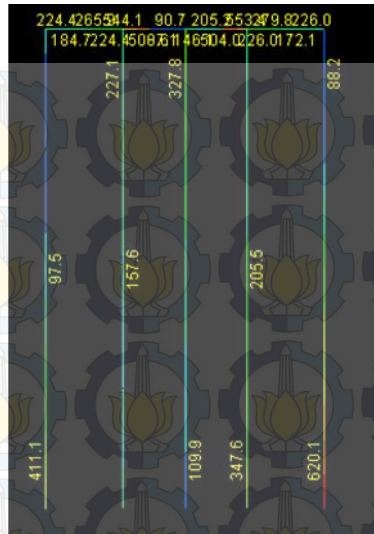


Gambar 5.22 Pilar B jembatan *Cable Stayed* tampak melintang sumbu jembatan.



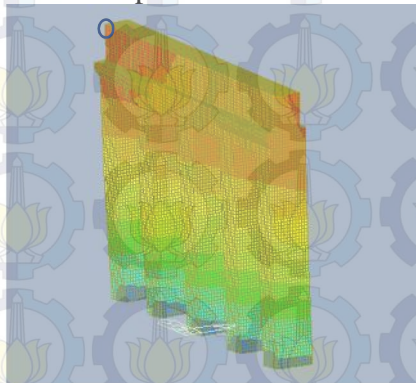
Gambar 5.23 Pemodelan tampak arah melintang pilar abutment jembatan *cable stayed*.

Setelah dilakukan pemodelan dan diberikan beban-beban maka didapatkan gaya dalam yang terjadi pada pilar sebagai berikut:



Gambar 5.24 Hasil moment M_x pada pilar didapatkan nilai terbesar = 620,1 Tm pada pilar dan 465,4 Tm pada balok.

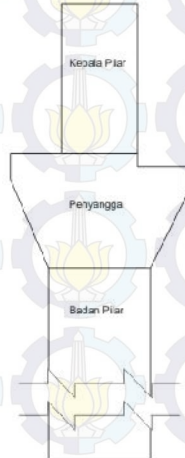
Serta didapatkan juga nilai defleksi pada pilar sebesar 8,24 cm terhadap sumbu “y” (melintang sumbu jembatan) pada bagian teratas dari pilar:



Gambar 5.25 Hasil defleksi yang didapat dari kombinasi beban 5 pada desain pilar abutment.

5.3.2 Penulangan Struktur Pilar B

Untuk menahan gaya dalam pada pilar B yang terjadi akibat beban-beban dari jembatan (struktur atas) maka akan didesain penulangan pada pilar sebagai berikut:

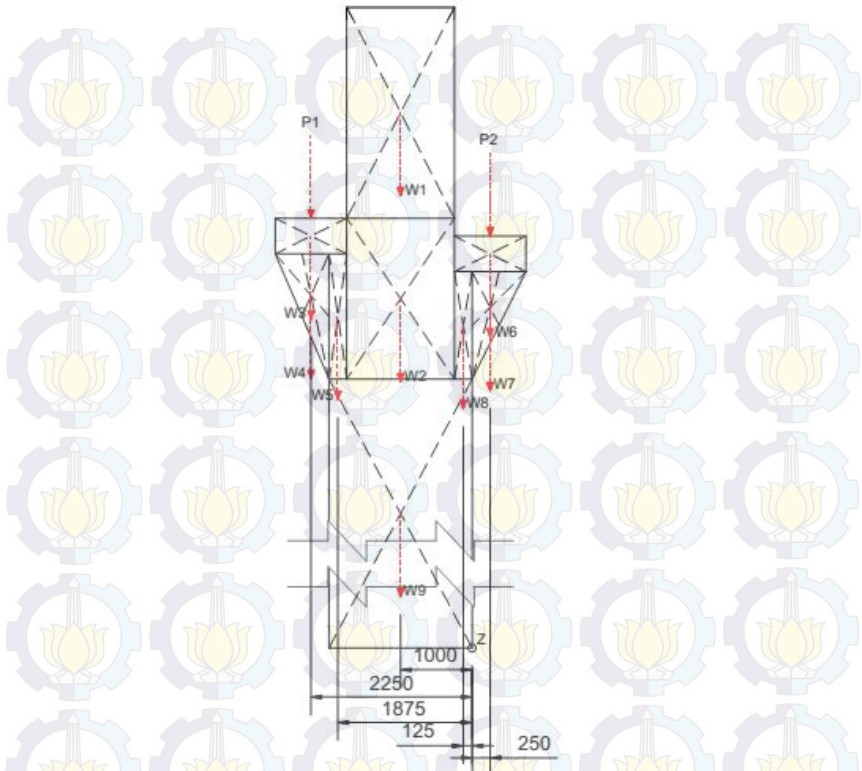


*Pada perencanaan penulangan pilar A akan dibagi menjadi 3 bagian desain penulangan yakni:

1. Badan pilar dimana terjadi momen terbesar serta sebagai struktur penunjang utama sandaran jembatan.
2. Penyangga dimana beban dari jembatan akan diletakkan.
3. Kepala jembatan

Gambar 5.26 Perhitungan penulangan akan dibagi menjadi 3 bagian penulangan struktur pilar yaitu, badan pilar, penyangga, dan kepala pilar.

3. Badan pilar :



Gambar 5.27 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “z”.

Pembebanan:

P1	= 1535,57 t / 5	= 307,12 T
P2	= 1202,98 t / 5	= 240,60 T
W1	= 1,5x2,95x2,4	= 10,62 T
W2	= 1,5x2,25x2,4	= 8,40 T
W3	= 1,0x0,5x2,4	= 1,20 T
W4	= 0,75x1,75x0,5x2,4	= 1,58 T
W5	= 0,25x1,75x2,4	= 1,05 T

$$\begin{aligned}
 W6 &= 1 \times 0,5 \times 2,4 &= 1,20 \text{ T} \\
 W7 &= 0,75 \times 1,5 \times 0,5 \times 2,4 &= 1,35 \text{ T} \\
 W8 &= 0,25 \times 1,5 \times 2,4 &= 0,90 \text{ T} \\
 W9 &= 2,0 \times 29,6 \times 2,4 &= 142,08 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$LP1 = 2,25 \text{ m}$$

$$LP2 = 0,25 \text{ m}$$

$$L1 = 1,00 \text{ m}$$

$$L2 = 1,00 \text{ m}$$

$$L3 = 2,25 \text{ m}$$

$$L4 = 2,25 \text{ m}$$

$$L5 = 1,88 \text{ m}$$

$$L6 = 0,25 \text{ m}$$

$$L7 = 0,25 \text{ m}$$

$$L8 = 0,13 \text{ m}$$

$$L9 = 1,00 \text{ m}$$

Momen :

$$\begin{aligned}
 My &= 307,12(2,25) + 240,60(-0,25) + 10,62(1,00) \\
 &\quad + 8,40(1,00) + 1,20(2,2) + 1,58(2,25) \\
 &\quad + 1,05(1,88) + 1,20(-0,25) + 1,35(-0,25) \\
 &\quad + 0,90(0,13) + 142,08(1,00) \\
 &= 817,58 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

$$Mx = 620,10 \text{ T m}$$

Penulangan :

Tinjauan beban sentris dalam keadaan balance terhadap Mx

Gaya dalam Normal

$$= 959,25 \text{ T}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{tul} = 26 \text{ mm}$$

$$d' = s_b + D_{tul}/2 = 53 \text{ mm}$$

$$d = h - s_b - D_{tulangan}/2 \\ = 2000 - 40 - 26/2 \\ = 1947 \text{ mm}$$

$$c_b = 1947 * \frac{0,0}{0,0 + \frac{4}{2}} \\ = 1168,2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = 0,003 * \frac{1}{1} * \frac{,2-5}{,2} < \frac{4}{2}$$

$$= 0,003 < 0,002, \text{ digunakan terkecil}$$

$$f_s' = E_s * \epsilon_s' = 200000 * 0,002 \\ = 400$$

$$1 = 0,85 - 0,05 * \frac{5 - 3}{7} \\ = 0,71$$

$$a_b = 1 * c_b = 0,71 * 1168,2 \\ = 829,42 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0,85 * f_c' * b * a_b + A_s' * f_s' - A_s * f_y \\ * A_s = A_{st}$$

$f_y = f_s'$, maka persamaan P_{nb} menjadi

$$= 0,85 * f_c' * b * a_b$$

$$= 0,85 * 50 * 1500 * 829,42$$

$$= 52875525 \text{ N} \sim 5389,96 \text{ t} > 959,25 \text{ t}$$

Karena P_{nb} lebih besar daripada P yang terjadi maka dicoba penulangan A_s minimum.

$$_{min} = 1,4/f_y = 1,4/400 \\ = 0,0035$$

$$A_s = min.b.d = 0,0035 * 1500 * 1947 \\ = 10221,75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s'$$

$$M_{nb} = P_{nb} * e_b$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 0,85f'_c b a_b \left(y - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s (y - d') + A_s f_y (d - y) \\
 &= 0,85 \cdot 50 \cdot 1500 \cdot 829,42 \left(1000 - \frac{829,42}{2} \right) + 10221,75 \cdot 400 (1000 - 53) + 10221,75 \cdot 400 (1947 - 1000) \\
 &= 3,869 \times 10^{10} \text{ N mm} \\
 &= 3944,09 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

Kapasitas M_{nb} terhadap M_u pada tiang

$$0,8 \cdot M_{nb} > M_u$$

$$0,8 \cdot 3944,09 > 817,58 \text{ T m}$$

$$3155,27 \text{ T m} > 817,58 \text{ T m, OK}$$

Tinjauan beban sentris dalam keadaan balance terhadap M_y

Gaya dalam Normal

$$= 959,25 \text{ T}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{tul} = 26 \text{ mm}$$

$$d' = s_b + D_{tul}/2 = 53 \text{ mm}$$

$$d = h - s_b - D_{tul}/2$$

$$= 1500 - 40 - 26/2$$

$$= 1447 \text{ mm}$$

$$c_b = d \frac{0,0}{0,0 + \frac{f}{E}}$$

$$= 1447 * \frac{0,0}{0,0 + \frac{4}{2}}$$

$$= 868,2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = 0,003 * \frac{8,2-5}{8,2} < \frac{4}{2}$$

$= 0,0028 < 0,002$, digunakan terkecil

$$f's = E_s * \epsilon_s' = 200000 * 0,002$$

$$= 400$$

$$1 = 0,85 - 0,05 * \frac{5-3}{7}$$

$$= 0,71$$

$$a_b = 1 * c_b = 0,71 * 868,2$$

$$= 616,42 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0,85 * f'_c * b * a_b + A'_s * f'_s - A_s * f_y$$

$$* A_s = A_{st}$$

$f_y = f's$, maka persamaan P_{nb} menjadi

$$= 0,85 * f'_c * b * a_b$$

$$= 0,85 * 50 * 2000 * 616,42$$

$$= 52395700 \text{ N} \sim 5341,05 \text{ t} > 959,25 \text{ t}$$

Karena P_{nb} lebih besar daripada P yang terjadi maka dicoba penulangan A_s minimum.

$$\min = 1,4/400$$

$$= 0,0035$$

$$A_s = \min \cdot b \cdot d = 0,0035 * 2000 * 1447$$

$$= 10129 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s$$

$$M_{nb} = P_{nb} * e_b$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot 50 \cdot 2000 \cdot 616,42 \left(750 - \frac{6,4}{2} \right) +$$

$$10129 \cdot 400 (750 - 53) +$$

$$10129 \cdot 400 (1447 - 750)$$

$$= 2,879 \times 10^{10} \text{ N mm}$$

$$= 2935,35 \text{ T m}$$

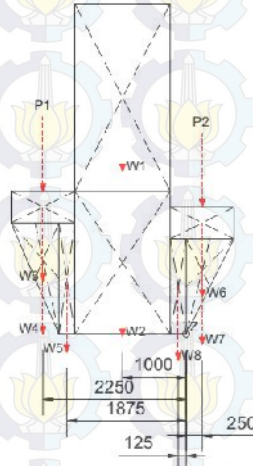
Kapasitas M_{nb} terhadap M_u pada tiang

$$0,8 \cdot M_{nb} > M_u$$

$$0,8. 2935,35 > 620,1 \text{ T m}$$

$$2348,28 \text{ T m} > 620,1 \text{ T m, OK}$$

4. Sandaran Jembatan



Gambar 5.28 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “z”.

Pembebanan:

P1	= 1187,59 t / 5	= 237,52 T
P2	= 1145,16 t / 5	= 229,03 T
W1	= 1,5x2,95x2,4	= 10,62 T
W2	= 1,5x2,25x2,4	= 8,40 T
W3	= 1,0x0,5x2,4	= 1,20 T
W4	= 0,75x1,75x0,5x2,4	= 1,58 T
W5	= 0,25x1,75x2,4	= 1,05 T
W6	= 1x0,5x2,4	= 1,20 T
W7	= 0,75x1,5x0,5x2,4	= 1,35 T
W8	= 0,25x1,5x2,4	= 0,90 T
LP1	= 2,25 m	
LP2	= 0,25 m	
L1	= 1,00 m	

$$L2 = 1,00 \text{ m}$$

$$L3 = 2,25 \text{ m}$$

$$L4 = 2,25 \text{ m}$$

$$L5 = 1,88 \text{ m}$$

$$L6 = 0,25 \text{ m}$$

$$L7 = 0,25 \text{ m}$$

$$L8 = 0,13 \text{ m}$$

Momen :

$$\begin{aligned} My &= 237,52(2,25) + 229,03(-0,25) + 10,62(1,00) \\ &\quad + 8,40(1,00) + 1,20(2,2) + 1,58(2,25) \\ &\quad + 1,05(1,88) + 1,20(-0,25) + 1,35(-0,25) \\ &\quad + 0,90(0,13) \\ &= 503,83 \text{ tm} \end{aligned}$$

Penulangan

$$Mu = 1,2 \times 503,83 = 604,58 \text{ tm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 3500 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'_c * \beta_1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta_1 \text{ untuk } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 3500 - 40 - 28/2 \\ &= 3446 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{6,5 * 1^6}{0,8 * 1 * 3^2} \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

$$m = \frac{4}{0,8 * 5} = 9,412$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,4 * 0,0}{4}} \right) \\ &= 0,0002 \end{aligned}$$

Cek $\rho_{mn} < \rho < \rho_{max} = 0,0035 < 0,0002 < 0,0329$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = \rho b d = 0,0035 * 2000 * 3446 = 24122 \text{ mm}^2$$

$$A_{susut} = 0,0035 * 1000 * 3446 = 12061 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 40D28 \quad A_s = 24630,09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : 20D28 \quad A_{sst} = 12315,04 \text{ mm}^2$$

3. Bagian kepala pilar:



Gambar 5.29 Beban-beban yang akan menimbulkan beban momen nominal sementara dan zarak terhadap titik “z”.

Pembebanan:

$$W1 = 1,5 \times 2,95 \times 2,4 = 10,62 \text{ t}$$

$$L = 0,75 \text{ m}$$

Momen :

$$M = 10,62 \times 0,75 \\ = 7,97 \text{ T m}$$

Penulangan

$$Mu = 1,2 \times 7,97 = 9,56 \text{ T m}$$

$$f'c = 50 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\min = \frac{1,4}{f} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$\text{balance} = \frac{0,8 * f'c * \beta 1}{f} \left(\frac{6}{6 + f} \right) =$$

$$\beta 1 \text{ untuk } f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 + \frac{5 - 3}{5 - 3} * (0,65 - 0,85)$$

$$= 0,69$$

$$= \frac{0,8 * 5 * 0,6}{4} \left(\frac{6}{6 + 4} \right)$$

$$= 0,0439$$

$$\max = 0,75 * \text{balance}$$

$$= 0,75 * 0,0439$$

$$= 0,03299$$

Direncanakan dipergunakan tulangan D28 dengan sb = 40 mm.

$$d = \text{tebal pelat} - sb - D \text{ tulangan}/2$$

$$= 1500 - 40 - 28/2$$

$$= 1446 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{9,5 * 1^6}{0,8 * 1 * 1^2} = 0,0057$$

$$m = \frac{4}{0,8 * 5} = 9,412$$

$$= \frac{1}{9,4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,4 \cdot 0,0}{4}} \right)$$

$$= 0,000001$$

Cek $\rho_{mn} < \rho_{max} = 0,0035 < 0,000001 < 0,0329$,
maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

Kebutuhan tulangan tiap 1m lebar:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 2950 \cdot 1446 = 14929,95 \text{ mm}^2$$

$$A_{susut} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 1446 = 5061 \text{ mm}^2$$

Pemakaian tulangan

$$\text{Tul. tarik utama} : 25\text{D}28 \quad A_s = 15393,81 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. susut} : 9\text{D}28 \quad A_{sst} = 5541,77 \text{ mm}^2$$

5.3.3 Reaksi Perletakan Pilar B

Pada perencanaan pondasi pilar B dibutuhkan gaya-gaya dari reaksi pada Pilar B yang didapatkan dari program analisa struktur. Data-data reaksi pada masing-masing kolom pada pilar B adalah sebagai berikut beserta kombinasi pembebanan.

Tabel 5.19 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 1.

	fx	fy	fz	mx	my
	T	T	T	Tm	Tm
A	6,14	-53,99	696,31	13,56	1,53
B	5,49	-53,61	618,37	13,40	1,38
C	5,48	-54,08	528,96	13,52	1,37
D	-5,86	-54,58	480,23	13,65	-1,46
E	-11,25	-50,01	286,56	13,10	-2,82

Tabel 5.20 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 2.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	-0,46	-19,50	438,57	4,89	-0,12
B	0,43	-18,75	483,07	4,68	0,11
C	6,78	-19,49	542,30	4,87	1,69
D	1,10	12,93	690,36	-3,24	0,43
E	-1,48	-15,43	355,62	3,90	-1,57

Tabel 5.21 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 3.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	6,02	-70,76	631,18	12,00	1,51
B	4,12	-75,88	606,29	11,58	1,03
C	9,16	-78,41	640,25	11,97	2,29
D	-4,32	-70,33	625,49	11,55	-1,08
E	-15,05	-78,22	375,82	10,41	-3,77

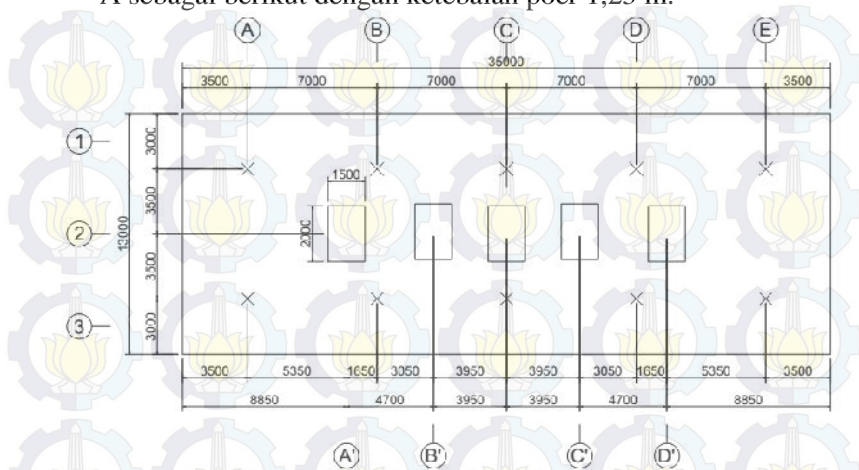
Tabel 5.22 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 4.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	-0,06	-110,98	729,00	1,69	-0,52
B	4,74	-109,29	846,16	1,13	1,19
C	17,68	-110,56	949,07	1,19	4,42
D	10,78	-111,65	959,25	0,86	2,70
E	5,57	-100,87	786,38	0,23	1,39

Tabel 5.23 Reaksi pada pangkal pilar B kombinasi 5.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
A	7,63	-168,78	724,12	8,14	1,93
B	8,56	-168,89	797,67	8,01	2,14
C	17,06	-166,98	924,38	7,45	4,26
D	7,37	-163,89	873,55	7,38	1,78
E	-1,88	-169,54	592,10	6,75	-0,47

Direncanakan posisi pemasangan kelompok tiang pada pilar A sebagai berikut dengan ketebalan poer 1,25 m:



Gambar 5.30 Pola pemasangan kelompok tiang pada pilar B.

Perhitungan P_{max} dan P_{min} pada tiang pondasi, perhitungan P_{max} dan P_{min} pada kombinasi 4 dengan V terbesar :

Akibat adanya struktur poer maka ada tambahan gaya vertikal dan momen akibat berat poer dan juga eksentrisitas gaya horizontal pada kaki pilar :

$$F_z^+ = 34 \times 13 \times 2,2 \times 2,4 = 2333,76 \text{ T}$$

$$M_x^+ = f_y \times (d \text{ pile cap}/2)$$

$$M_y^+ = f_x \times (d \text{ pile cap}/2)$$

Tabel 5.24 Momen tambahan

F_x (ton)	F_y (ton)	e (m)	M_{x+} (ton m)	M_{y+} (ton m)
-0,01	155,65	1,1	171,22	-0,01
6,37	-60,24	1,1	-66,26	7,01
-0,07	-228,86	1,1	-251,75	-0,08
38,71	-14,18	1,1	-15,60	42,58
38,74	-147,62	1,1	-162,38	42,61

Reaksi pilar pada titik pusat :

Tabel 5.25 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar kelompok pilar B.

Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
-0,01	155,65	5215,50	132,31	-0,70
6,37	-60,24	4843,68	-51,16	7,55
-0,07	-228,86	5212,79	-194,24	-0,10
38,71	-14,18	6603,62	-10,50	51,76
38,74	-147,62	6245,58	-124,65	52,25

Besar daya dukung yang dibutuhkan :

$$P_{\max} = \frac{6 \cdot 5}{1} + \frac{1 \cdot 5 \cdot 1}{4 \cdot 1^2 + 4 \cdot 7^2} + \frac{5 \cdot 7 \cdot 3,5}{8 \cdot 3,5^2}$$

$$= 661,99 \text{ T}$$

$$P_{\min} = \frac{6 \cdot 5}{1} - \frac{1 \cdot 5 \cdot 1}{4 \cdot 1^2 + 4 \cdot 7^2} - \frac{5 \cdot 7 \cdot 3,5}{8 \cdot 3,5^2}$$

$$= 658,73 \text{ T}$$

Tabel 5.26 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5.

	Pmax (ton)	Pmin (ton)
C1	290,04	286,30
C2	485,10	483,64
C3	524,05	518,51
C4	661,99	658,73
C5	627,83	621,28

Didapatkan nilai Pmax paling besar dari Kombinasi 4 yaitu :
661,99 T

- Efektifitas daya dukung pile dengan rumus *Converse Labare* :

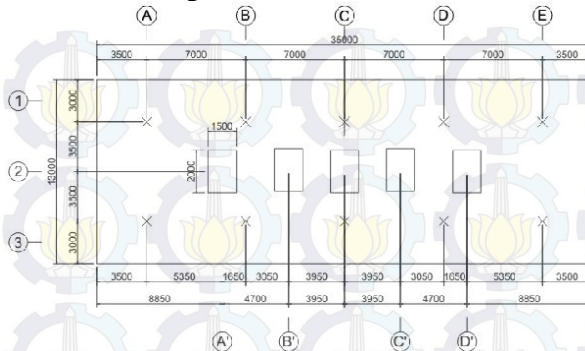
$$Co = 1 - \frac{a \cdot t \cdot \left(\frac{2,5}{7}\right)}{9} * \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{2}\right)$$

$$= 0,7161114303$$

$$Q_d = 661,99 / 0,7161114303$$

$$= 924,42 \text{ T}$$

5.3.4 Desain Pile Cap Pilar B



Gambar 5.31 Rencana pemasangan pondasi tiang bor dan dimensi pile cap pada Pilar B.

Direncanakan pile cap pada dasar pilar agar dapat meneruskan gaya-gaya yang terjadi pada pilar dapat tersalurkan pada pondasi tiang.

a. Ketebalan Poer

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$l = 0,71$$

Gaya pada kombinasi 4

$$a = 729,00 \text{ T}$$

$$b = 846,16 \text{ T}$$

$$c = 949,07 \text{ T}$$

$$d = 959,25 \text{ T}$$

$$e = 786,38 \text{ T}$$

$$P_{max} = 959,25 \text{ T}$$

Dimensi Pilar :

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

Dimensi Poer :

$$B = 13000 \text{ mm}$$

$$H = 34000 \text{ mm}$$

d asumsi = 1250 mm

beban = $1,4 \cdot P = 1,4 \cdot 959,25$

= 1342,45 T

Cek terhadap geser pons :

V_u pons = 1342,45 T ~ 13160,91 kN

d = t poer-sb-bata-tul/2 = $1250 - 80 - 150 - 28/2$

= 1006 mm

Keliling bidang kritis geser pons :

$b_o = 2(1500 + 1006) + 2(2000 + 1006)$

= 11024 mm

Kapasitas geser pons pile cap V_c :

= $0,6 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{50} \cdot 11024 \cdot 1006$

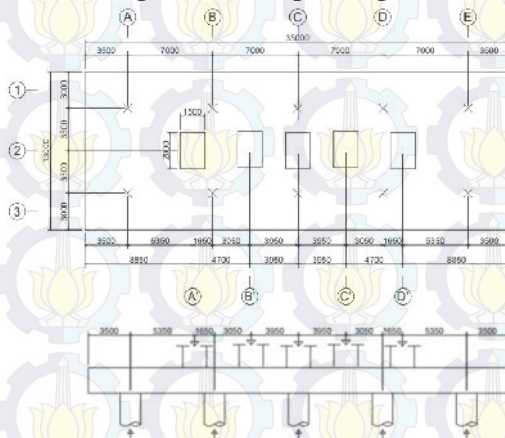
= 15526994 N ~ 15526,994 kN

$V_u < V_c$

13160,91 kN < 15526,994 kN, OK

Perhitungan tulangan pile cap

Moment terhadap titik berat pile cap



Gambar 5.32 Momen terhadap sb y pada pile cap.

Arah y

$M_u = P_i \cdot y_i$

$$= 35361593,5 \text{ t mm} \sim 346897,23 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{3}{0,81} \cdot \frac{,2 \cdot 1}{,2} = 7,52$$

$$max = 0,75 \left[\frac{0,85 \cdot 0,71 \cdot 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right]$$

$$= 0,0338$$

$$min = 1,4/f_y = 1,4/400$$

$$= 0,0035$$

$$= \frac{0,85 \cdot 50}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,7,52}{0,85 \cdot 50}} \right)$$

$$= 0,021 > min, \& < max$$

$$A_s = b \cdot d = 0,021 \cdot 13000 \cdot 2106 =$$

$$= 570735,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{D28} = 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2 = 615,75 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s / A = 926,89 \sim 927 \text{ buah}$$

$$S_{tul} = \frac{1}{9} \cdot \frac{-2,5 \pm \sqrt{(-2,5)^2 - 4 \cdot (-1)}}{-1} = -14$$

Maka tulangan akan dipasang 5 layer
d baru dengan jarak antar layer

$$= 2D = 28 \cdot 2 = 56 \sim 60 \text{ mm}$$

$$n/5 = 949/5 = 185,4 \text{ buah, dipakai } 200$$

$$S_{baru} = \frac{1}{2} \cdot \frac{-2,5 \pm \sqrt{(-2,5)^2 - 4 \cdot (-1)}}{-1} = 36,68 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$A \cdot d = 1222883790 \text{ mm}^3$$

$$A = 200 \cdot 5 \cdot 615,75 = 123150,43 \text{ mm}^2$$

$$d = A \cdot d / A = 2106 \text{ mm}$$

$$a = \frac{615752,16(400)}{0,85(50)13000} = 445,79 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,8 \cdot 615752,16 \left(2016 - \frac{4 \cdot 445,7}{2} \right) / 1000$$

$$= 347403,09 \text{ kN m} > 346897,23 \text{ kN m, OK}$$

$$\text{Arah x} = 5 \times 200D28, \text{ jarak antar layer } 60 \text{ mm}$$

Arah y = 561D28

5.3.5 Kontrol Bored Pile

Perhitungan pondasi tiang akan digunakan data tanah yang sama dengan yang digunakan pada perencanaan abutment.

Direncanakan menggunakan tiang bored pile dengan mutu beton $f'c = 30$ MPa dan mutu tulangan 400 MPa

$$D_s = 2,25 * \sqrt{\frac{6,0 * 9,8}{3 * 1}} \\ = 1,07 \text{ m}$$

Dipergunakan :

$$D_s = 1,7 \text{ m}$$

$$D_b = D_s - D_b - 3 D_s \\ = \text{digunakan } 2,5 \text{ m}$$

Direncanakan akan dipasang hingga kedalaman 34m

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

$$Q_{e\text{lemp}} = 4,91 * 292,53 \text{ kN/m}^2 * 9 \\ = 12923,58 \text{ kN}$$

$$Q_f = Q_{f1\text{lemp}} + Q_{f2\text{lemp}} + Q_{f3\text{pas}} + Q_{f4\text{lemp}} + Q_{f5\text{lemp}} + \\ Q_{f6\text{lemp}} + Q_{f7\text{lemp}}$$

$$Q_{f1\text{lemp}} = f * C * p * \Delta L$$

$$= 0,4 * 105,35 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ = 675,17 \text{ kN}$$

$$Q_{f2\text{lemp}} = 0,4 * 15,25 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ = 97,73 \text{ kN}$$

$$Q_{f3\text{pas}} = \pi * D * (1 - \sin \alpha) * \tan f * t_{\alpha} * t_{\alpha} * h \\ = \pi * 1,7 \text{ m} * (1 - \sin 37,33) * \tan(0,8 * \\ 37,33) * 427,62 \text{ k /m} \\ = 516,14 \text{ kN}$$

$$Q_{f4\text{lemp}} = 0,4 * 122,99 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ = 788,22 \text{ kN}$$

$$Q_{f5\text{lemp}} = 0,4 * 292,09 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ = 1871,95 \text{ kN}$$

$$Q_{f6\text{lemp}} = 0,4 * 299,00 \text{ k /m}^2 * (\pi * 1,7) * 3 \text{ m} \\ = 1916,23 \text{ kN}$$

$$Q_{f7_{\text{lomp}}} = 0,4 * 292,09k /m^2 * (\pi * 1,7) * 16m$$

$$= 9998,83 \text{ kN}$$

$$Q_f = 675,17 + 97,73 + 516,14 + 788,22 + 1871,95 + 1916,23 + 9998,83$$

$$= 15864,28 \text{ kN}$$

$$Q_u = 28787,86 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_u / SF, \text{ Dipergunakan } SF = 3$$

$$= 28787,86 / 3$$

$$= 9595,95 \text{ kN} / 9,81$$

$$= 979,18 \text{ T}$$

Cek Q pile > Qd

$$979,18 \text{ T} > 924,42 \text{ T, OK}$$

- Titik jepit tiang.

Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \pi \cdot 1,7^4}{5 \cdot 1}}$$

$$= 4,622 \text{ m}$$

$$Z_f = 1,8 \text{ T}$$

$$= 1,8 * 4,622$$

$$= 8,32 \text{ m}$$

e = karena tiang merupakan tiang kelompok
maka tiang dianggap *fixed head*,
sehingga e = 0

$$Z_{f+e} = 8,32$$

- Cek tiang panjang atau pendek:

$$L > 2T$$

$$15 > 9,24, \text{ maka termasuk tiang elastis}$$

Momen maksimum pada pile

$$H_{\text{max}} = 838,08 / 10 = 83,81 \text{ T} \sim 822,16 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = H(e + Z_f) / 2$$

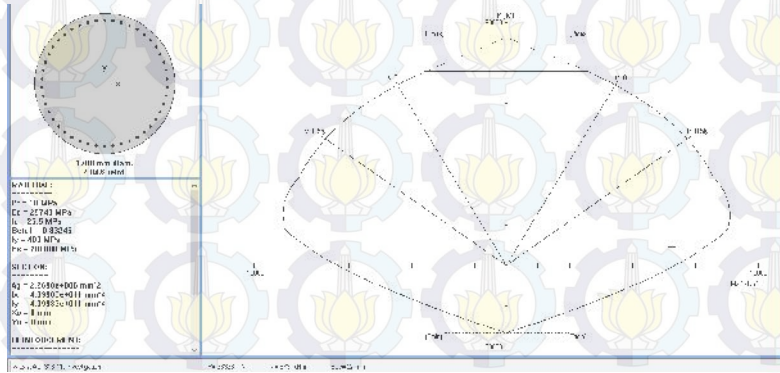
$$= 822,16(8,32) / 2 = 3420,18 \text{ kN m}$$

Dengan menggunakan program bantu analisa diagram interaksi dicari Momen lentur izin pile dengan data-data sebagai berikut:

Tulangan = 35D28, $A_s = 21551,33\text{mm}^2$, $p = 0,95\%$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$
 $f_y = 400 \text{ MPa}$

sb = 80 mm



Gambar 5.18 Diagram Interaksi Pile linglaran dengan nilai $M_n = \pm 4175 \text{ kN m}$.

- Daya lateral menggunakan rumus Broms.

Kategori tiang

Dengan data-data:

$$D = 1,7 \text{ m}$$
$$Cu \text{ rerata} = 139,11 \text{ kN/m}^2$$
$$H = 533,79 / 10$$
$$= 54,38 \text{ T} \sim 523,65 \text{ kN}$$

$$L1 = \left[\frac{4}{4,5 \times 1,1 \times 1,7} + 2,25 \right]^{1/2} = 3,23 \text{ m} < L \text{ "15 m", maka cek nilai L2}$$

$$L2 = 1,5D + f^2 + g^2$$

$$f_2 = -1,5 * 1,7 + \left[(1,5 * 1,7)^2 + \left(\frac{4}{(2,2 * 1,1 * 1,7)} \right) \right]^{0,5}$$

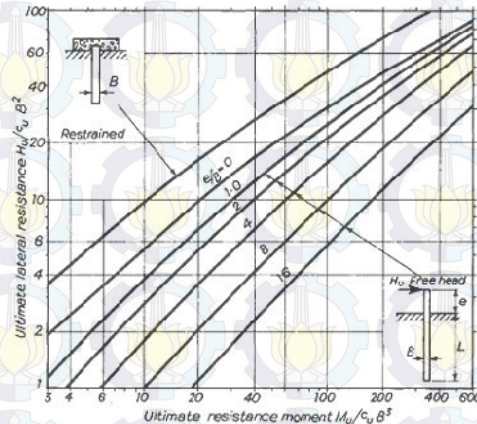
$$= 1.24 \text{ m}$$

$$g_2 = \left[\frac{4}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right]^{0,5}$$

$$= 2,80 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,5 * 1,7 + 1,24 + 2,80$$

$L_2 = 6,57 < L$ "15 m" maka tiang merupakan tiang panjang cek daya dukung lateral (Q_L) dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 5.34 Grafik daya dukung lateral untuk tiang panjang.

$$X = \frac{4}{1,1 * 1,7^3}$$

$$= 6,11$$

Dengan menggunakan grafik 4.1 dengan memasukkan angka X pada sumbu X tarik ke atas hingga berpotongan dengan garis grafik tiang kepala tertahan, tarik garis ke kiri hingga menabrak sumbu Y didapatkan angka = 6,5

$$Q_L = 6,50 * 139,11 * 1,7^2$$

$$= 2613,18 \text{ kN}$$

- Efisiensi daya dukung lateral :
 Dengan jarak antar tiang terkecil = 6 m = 2,8Db
 Maka E_I dengan nilai $S = 2,8Db$:
 E_I :
 $S=2D = 25\%$

$$S=3D = 50\%$$

$$S=2,8D = 25 + \frac{(2,8-2)}{(3-2)} (50 - 25) \\ = 45\%$$

Maka Q_l izin :

$$Q_{l1} = 2613,18 \text{ kN} * 45\% \\ = 1175,93 \text{ kN} \sim 119,87 \text{ T}$$

- Daya dukung gaya horizontal :

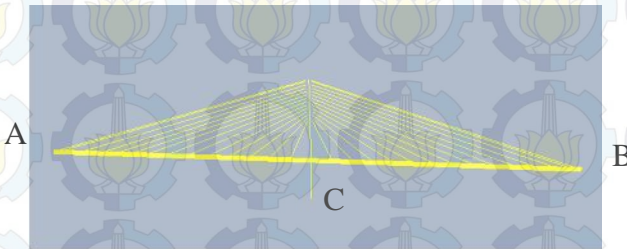
$$Q_{l1} > H$$

$$119,87 > 83,81, \text{ OK}$$

Daya dukung horizontal 1 tiang > dari gaya horizontal pada 1 tiang, maka aman.

5.4 Perencanaan Pondasi Pilar C

Pada perencanaan pondasi pilar C dibutuhkan hasil reaksi dari program analisa struktur dari desain jembatan *cable stayed*, hasil reaksi pada titik dasar pilar C adalah sebagai berikut:



Gambar 5.35 Potongan memanjang bentang jembatan *cable stayed* serta potongan melintang dari segment jembatan *cable stayed*.

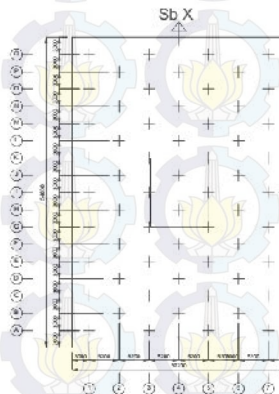
5.4.1 Reaksi Perletakan Pilar C

Pada perencanaan pondasi pilar C dibutuhkan gaya-gaya dari reaksi pada Pilar C yang didapatkan dari program analisa struktur.

Tabel 5.27 Reaksi pada pangkal pilar C.

	fx	fy	fz	mx	my	mz
	t	t	t	tm	tm	tm
c1	-8,90	32,13	18029,64	1537,23	-2177,92	55,70
c2	-474,87	-1159,39	15398,19	32807,60	-8805,46	2033,74
c3	-970,45	-1157,44	18038,25	32821,48	-18491,81	49,22
c4	3898,22	1405,57	16038,89	41448,74	63220,73	2042,29
c5	2927,77	216,01	16047,49	72732,99	46906,84	2023,29

Dengan mengacu pada desain pondasi jembatan *Cable Stayed* Suramadu yang memiliki bentang yang hampir sama, maka direncanakan menggunakan pola pemasangan kelompok tiang pondasi pola segitiga, dan bentuk poer yang hampir sama, serta dengan melihat kondisi nilai reaksi gaya horizontal arah x dan y dari *cable stayed*. Maka direncanakan pemasangan kelompok tiang pondasi sebagai berikut tampak atas dengan sumbu X adalah sumbu searah jembatan dan sumbu Y adalah sumbu melintang jembatan.



Gambar 5.36 Tampak atas pola pemasangan tiang kelompok pondasi *cable stayed*.

Dengan adanya ketebalan dan dimensi *pile cap* maka gaya yang akan dibebankan pada tiang pondasi bertambah sebagai berikut:

$$F_z^+ = 54 \cdot 37,2 \cdot 4,5 \cdot 2,4 = 21695,04 \text{ T}$$

$$M_x^+ = f_y \cdot (d \text{ pile cap}/2)$$

$$M_y^+ = f_x \cdot (d \text{ pile cap}/2)$$

Tabel 5.28 Momen tambahan

Fx (ton)	Fy (ton)	e (m)	Mx+ (ton m)	My+ (ton m)
-8,90	32,13	2,25	56,23	-15,58
-474,87	-1159,39	2,25	-2028,93	-831,02
-970,45	-1157,44	2,25	-2025,52	-1698,29
3898,22	1405,57	2,25	2459,75	6821,89
2927,77	216,01	2,25	378,02	5123,60

Reaksi pilar pada titik pusat :

Tabel 5.29 Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar kelompok pilar C.

	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton m)	My (ton m)
c1	-8,90	32,13	39724,68	1593,46	2193,50
c2	-474,87	-1159,39	37093,23	30778,67	9636,48
c3	-970,45	-1157,44	39733,29	30795,96	20190,10
c4	3898,22	1405,57	37733,93	43908,49	70042,62
c5	2927,77	216,01	37742,53	73111,01	52030,44

Besar daya dukung yang dibutuhkan oleh pile dihitung dengan menggunakan posisi pile paling sudut :

$$P_{\max} = \frac{3}{6} \cdot 5 + \frac{7}{1} \cdot \frac{0,2}{5,2^2+1} \cdot \frac{6}{1,4^2+1} \cdot \frac{6}{1,6^2} + \frac{8,2^2+6,2^2+8,1^2+6,1^2+8,1^2+6,9^2+8,6^2+6,3^2}{5,4 \cdot 2} = 896,68 \text{ T}$$

$$P_{\min} = \frac{3}{6} \cdot 4 - \frac{7}{1} \cdot \frac{0,2}{5,2^2+1} \cdot \frac{6}{1,4^2+1} \cdot \frac{6}{1,6^2} - \frac{8,2^2+6,2^2+8,1^2+6,1^2+8,1^2+6,9^2+8,6^2+6,3^2}{5,4 \cdot 2} = 361,40 \text{ T}$$

Tabel 5.30 Nilai Pmax dan Pmin pada kombinasi 1-5.

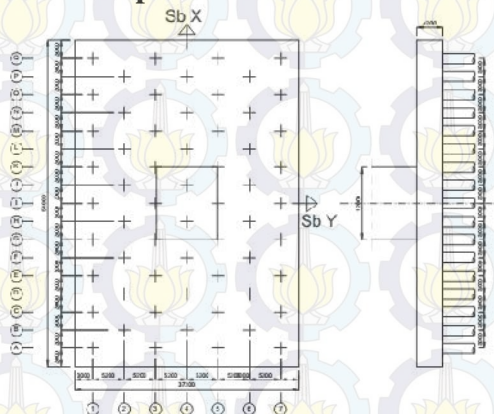
	Pmax (ton)	Pmin (ton)
C1	669,84	654,31
C2	708,55	527,89
C3	771,81	552,63
C4	860,30	397,50
C5	896,68	361,40

Didapatkan nilai Pmax paling besar dari Kombinasi 4 yaitu :
896,68 T

- Efektifitas daya dukung pile dengan rumus *Converse Labare* :

$$\begin{aligned}
 Co &= 1 - \frac{a}{9} t_i \left(\frac{2,7}{6} \right) * \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{6} \right) \\
 &= 0,525768 \\
 Qd &= P/Co \\
 &= 896,68/0,525768 \\
 &= 1705,47 \text{ T}
 \end{aligned}$$

5.4.2 Desain Pile Cap



Gambar 5.37 Rencana pemasangan pondasi tiang bor dan dimensi poer pada Pilar A.

Direncanakan pile cap pada dasar pilar agar dapat meneruskan gaya-gaya yang terjadi pada pilar dapat tersalurkan pada pondasi tiang.

a. Ketebalan Poer

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$l = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 3}{7} \right) = 0,71$$

Gaya pada kombinasi 4

$$P_{\max} = 18715,70 \text{ T}$$

Dimensi Pilar :

$$b = 6000 \text{ mm}$$

$$h = 7500 \text{ mm}$$

Dimensi Poer :

$$B = 37200 \text{ mm}$$

$$H = 54000 \text{ mm}$$

$$d \text{ asumsi} = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{beban} = 1,4 * P = 1,4 * 18715,70 = 26201,98 \text{ T}$$

Cek terhadap geser pons :

$$V_u \text{ pons} = 26201,98 \text{ T} \sim 256779,40 \text{ kN}$$

$$d = t \text{ poer} - s_b - b_{\text{ata}} - t_{\text{ul}} / 2 = 4500 - 80 - 28 / 2 = 4406 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons :

$$b_o = 2(6000 + 4406) + 2(7500 + 4406) = 44624 \text{ mm}$$

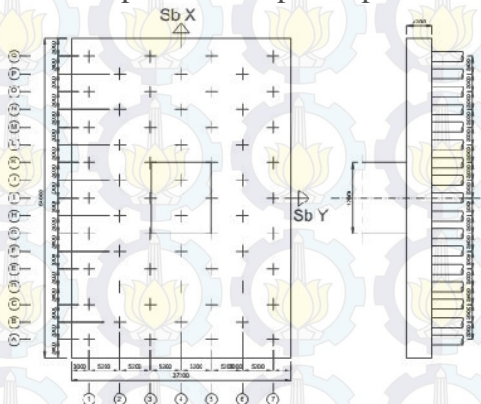
Kapasitas geser pons pile cap V_c :

$$V_c = 0,6 * 0,33 * \sqrt{50} * 44624 * 4406 = 275272725 \text{ N} \sim 275272,73 \text{ kN}$$

$$V_u < V_c$$

$$256779,4 \text{ kN} < 275272,73 \text{ kN, OK}$$

Perhitungan tulangan poer
Moment terhadap titik berat pile cap



Gambar 5.38 Momen terhadap sb y.

Mu Arah x

$$\begin{aligned} Mu &= P_i \cdot y_i \\ &= 667897140 \text{ T mm} \sim 6552070,94 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{6 \cdot 6552070,94}{0,8 \cdot 3720 \cdot 4406} = 11,34$$

$$\begin{aligned} \max &= 0,75 \left[\frac{0,85 \cdot 0,71 \cdot 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right] \\ &= 0,0338 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min &= 1,4 / f_y = 1,4 / 400 \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 50}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,34}{0,85 \cdot 50}} \right)$$

$$= 0,0336 > \min, \& < \max$$

$$A_s = 0,0336 \cdot 3720 \cdot 4406 = 5522882,89 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ D28} = 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2 = 615,75 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s / A = 8969,33 \sim 8970 \text{ buah}$$

$$S_{tul} = \frac{3}{8} \frac{-2.5 - (8 \cdot 2)}{-1} = -24$$

Maka tulangan akan dipasang 20 layer
d baru dengan jarak antar layer

$$= 2D = 28 \cdot 2 = 56 \sim 60 \text{ mm}$$

$$n/20 = 8970/20 = 448,5 \text{ buah, dipakai } 562$$

$$S_{baru} = \frac{1}{2} \frac{-2.5 - (2 \cdot 2)}{-1} = 36,68 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$A.d = 26539164216 \text{ mm}^3$$

$$A = 562 \cdot 20 \cdot 615,75 = 6921054,28 \text{ mm}^2$$

$$d = A.d / A = 3836 \text{ mm}$$

$$a = \frac{6921054,28(400)}{0.85(50)37200} = 1751,06 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,8 \cdot 6921054 \left(3836 - \frac{1}{2} \cdot 1751,06 \right) / 1000$$

$$= 6556666,45 \text{ kN m} > 6552070,94 \text{ kN m, OK}$$

$$\text{Arah } x = 20 \times 562 D28, \text{ jarak antar layer } 60 \text{ mm}$$

$$\text{Arah } y = 15 \times 634 D28, \text{ jarak antar layer } 60 \text{ mm}$$

5.4.3 Kontrol Bored Pile

Perhitungan pondasi tiang akan digunakan data tanah yang sama dengan yang digunakan pada perencanaan abutment.

Direncanakan menggunakan tiang bored pile dengan mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$ dan mutu tulangan 400 MPa

$$D_s = 2,257 \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot 6 \cdot 9,8}{3 \cdot 1}}$$

$$= 1,22 \text{ m}$$

Dipergunakan :

$$D_s = 1,70 \text{ m}$$

$$D_b = D_s - D_b - 3 D_s$$

$$= \text{digunakan } 2,75 \text{ m}$$

Direncanakan akan dipasang hingga kedalaman 66m

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

$$Q_{e\text{temp.}} = 5,94 \cdot 292,53 \text{ kN/m}^2 \cdot 9$$

$$= 15637,53 \text{ kN}$$

$$Q_f = Q_{f1_{lemp}} + Q_{f2_{lemp}} + Q_{f3_{pas}} + Q_{f4_{lemp}} + Q_{f5_{lemp}} + Q_{f6_{lemp}} + Q_{f7_{lemp}}$$

$$Q_{f1_{lemp}} = 0,4 * 105,35k /m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 675,17 \text{ kN}$$

$$Q_{f2_{lemp}} = 0,4 * 15,25k /m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 97,73 \text{ kN}$$

$$Q_{f3_{pas}} = \pi * 1,7m * (1 - \sin 37,33) * \tan(0,8 * 37,33) * 427,62 k /m$$

$$= 516,14 \text{ kN}$$

$$Q_{f4_{lemp}} = 0,4 * 122,99k /m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 788,22 \text{ kN}$$

$$Q_{f5_{lemp}} = 0,4 * 292,09k /m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 1871,95 \text{ kN}$$

$$Q_{f6_{lemp}} = 0,4 * 299,00k /m^2 * (\pi * 1,7) * 3m$$

$$= 1916,23 \text{ kN}$$

$$Q_{f7_{lemp}} = 0,4 * 292,09k /m^2 * (\pi * 1,7) * 48m$$

$$= 29996,49 \text{ kN}$$

$$Q_f = 675,17 + 97,73 + 516,14 + 788,22 + 1871,95 + 1916,23 + 29996,49$$

$$= 35861,94 \text{ kN}$$

$$Q_u = 51499,47 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_u / SF, \text{ Dipergunakan } SF = 3$$

$$= 51499,47 / 3$$

$$= 17166,49 \text{ kN} / 9,81$$

$$= 1749,90 \text{ T}$$

Cek Q pile > Qd

$$1749,90 \text{ T} > 1705,47 \text{ T, OK}$$

- Titik jepit tiang.
Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

$$E = \text{Modulus elastisitas tiang } 4700 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$I = \text{Inersia penampang pile} = (1/64) * D^4 = 0,41 \text{ m}^4$$

n_h = koef. Variasi modulus Terzaghi
 = digunakan $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, karena tanah terdiri dari tanah lempung dan pasir

$$T = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot 9 \cdot \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \pi \cdot 1,7^4}{5 \cdot 1}} = 4,622 \text{ m}$$

$$Z_f = 1,8 T = 1,8 * 4,622 = 8,32 \text{ m}$$

e = karena tiang merupakan tiang kelompok maka tiang dianggap *fixed head*, sehingga $e = 0$

$$Z_{f+e} = 8,32$$

- Cek tiang panjang atau pendek:

$$L > 2T$$

$$21 > 9,24, \text{ maka termasuk tiang elastis}$$

Momen maksimum pada pile

$$H_{\max} = 3898,22 / 60 = 64,97 \text{ T} \sim 637,36 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H(e + Z_f)/2 \\ &= 637,36 \cdot (0 + 8,32)/2 \\ &= 2649,92 \text{ kN m} \end{aligned}$$

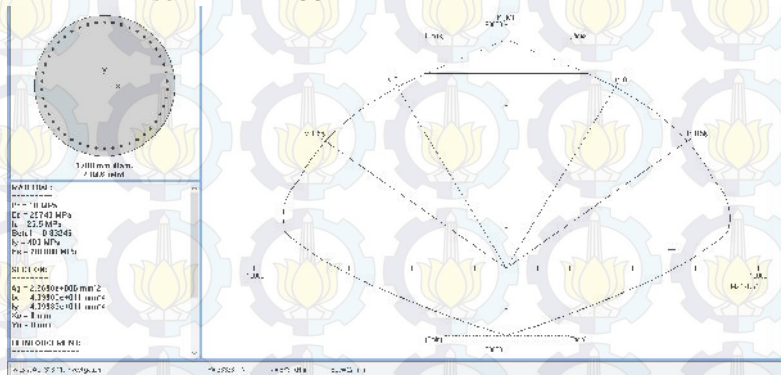
Dengan menggunakan program bantu analisa diagram interaksi dicari Momen lentur izin pile dengan data-data sebagai berikut:

Tulangan = 35D28, $A_s = 21551,33 \text{ mm}^2$, $p = 0,95\%$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$s_b = 80 \text{ mm}$



Gambar 5.39 Diagram Interaksi Pile linglaran dengan nilai $M_n = \pm 4175 \text{ kN m}$.

- Daya lateral menggunakan rumus Broms.

Kategori tiang

Dengan data-data:

$D = 1,7 \text{ m}$

$C_u \text{ rerata} = 139,11 \text{ kN/m}^2$

$H = 533,79 / 10$

$= 54,38 \text{ T} \sim 523,65 \text{ kN}$

$L1 = \left[\frac{4}{4,5 * 1,1 * 1,7} + 2,25 * 1,7^2 \right]^{\frac{1}{2}}$
 $= 3,23 \text{ m} < L \text{ "15 m", maka cek nilai L2}$

$L2 = 1,5D + f2 + g2$

$f2 = -1,5 * 1,7 + \left[(1,5 * 1,7)^2 + \right.$

$\left. \left(\frac{4}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right) \right]^{0,5}$

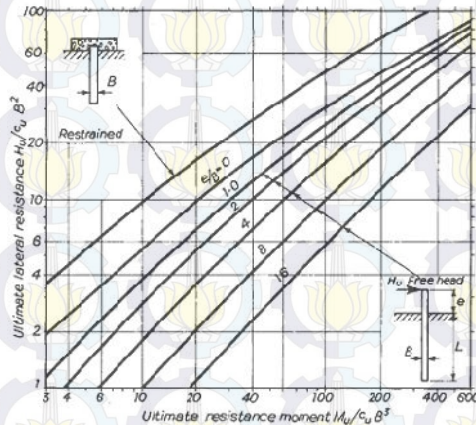
$= 1,24 \text{ m}$

$g2 = \left[\frac{4}{2,2 * 1,1 * 1,7} \right]^{0,5}$

$= 2,80 \text{ m}$

$$L2 = 1,5 * 1,7 + 1,24 + 2,80$$

$L2 = 6,57 < L$ “66 m” maka tiang merupakan tiang panjang cek daya dukung lateral (Q_L) dengan menggunakan grafik berikut:



Gambar 5.40 Grafik daya dukung lateral untuk tiang panjang.

$$X = \frac{4}{1,1 * 1,7^3} = 6,11$$

Dengan menggunakan grafik 4.1 dengan memasukkan angka X pada sumbu X tarik ke atas hingga berpotongan dengan garis grafik tiang kepala tertahan, tarik garis ke kiri hingga menabrak sumbu Y didapatkan angka = 6,5

$$Q_L = 6,50 * 139,11 * 1,7^2 = 2613,18 \text{ kN}$$

- Efisiensi daya dukung lateral :
Dengan jarak antar tiang terkecil = 6 m = 2,18Db
Maka El dengan nilai S = 2,18Db :

El :

$$S=2D = 25\%$$

$$S=3D = 50\%$$

$$S=2,8D = 25 + \frac{(2,1 - 2)}{(3 - 2)} (50 - 25)$$

$$= 29,5\%$$

Maka Q_l izin :

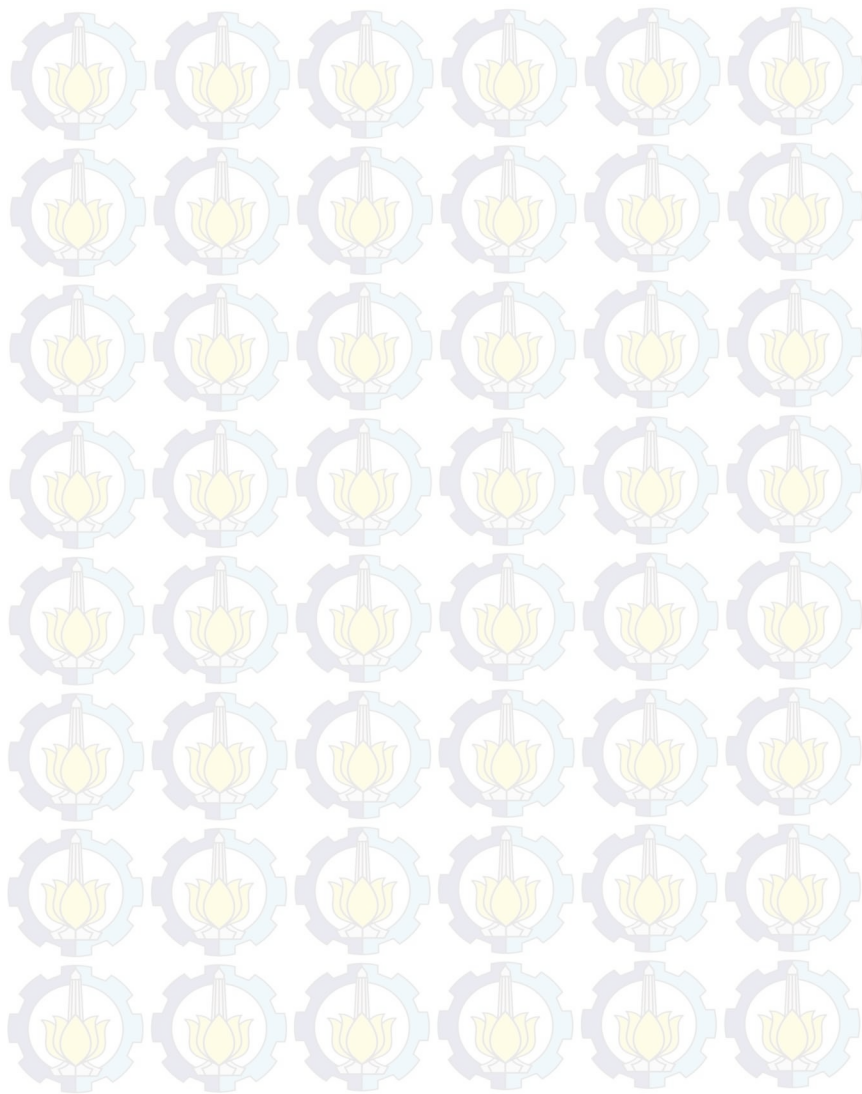
$$\begin{aligned} Q_{li} &= 2613,18 \text{ kN} * 29,5\% \\ &= 770,89 \text{ kN} \sim 78,58 \text{ T} \end{aligned}$$

- Daya dukung gaya horizontal :

$$\begin{aligned} Q_{li} &> H \\ 78,58 &> 64,97, \text{ OK} \end{aligned}$$

Daya dukung horizontal 1 tiang > dari gaya horizontal pada 1 tiang, maka aman.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 KESIMPULAN

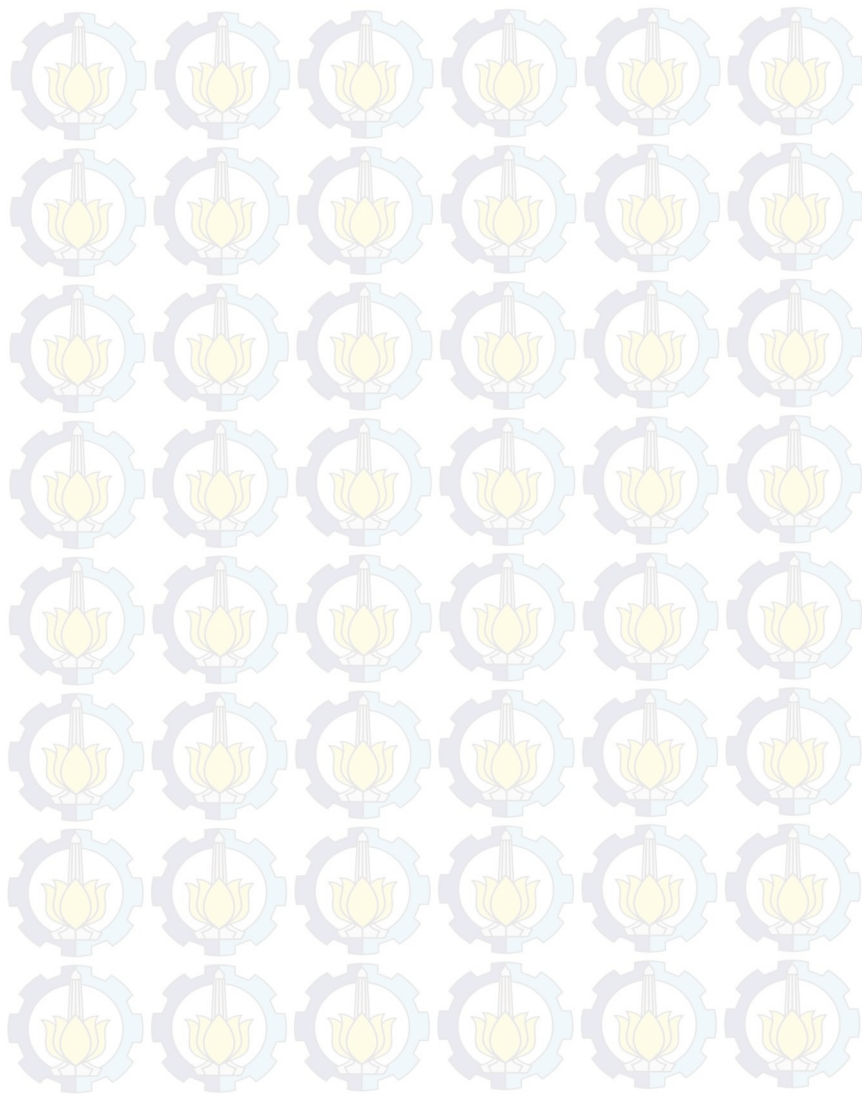
Setelah diperhitungkan terhadap beban-beban yang ada dari konstruksi jembatan bentang *Balance Cantilever* dan bentang *Cable Stayed*, didapatkanlah:

1. Konstruksi pondasi bored pile dibawah Pilar :
 - a) Pilar A membutuhkan 10 buah bored pile dengan dimensi $D_s=1,70\text{m}$, $D_b=2,50\text{m}$, kedalaman 33,00m.
 - b) Pilar B membutuhkan 10 buah bored pile dengan dimensi $D_s=1,70\text{m}$, $D_b=2,50\text{m}$, kedalaman 34,00m.
 - c) Pilar C membutuhkan 60 buah bored pile dengan dimensi $D_s=1,70\text{m}$, $D_b=2,75\text{m}$, kedalaman 66,00m.
2. Konstruksi pondasi bored pile di bawah abutment :
 - a) Abutment A membutuhkan 5 buah bored pile dengan dimensi $D_s=1,70\text{m}$, $D_b=2,75\text{m}$, kedalaman 15,00m.
 - b) Abutment B membutuhkan 60 buah bored pile dengan dimensi $D_s=1,70\text{m}$, $D_b=2,75\text{m}$, kedalaman 15,00m.

6.2 Saran

1. Dapat dilakukan loading test untuk melihat daya dukung lebih maksimal dan juga dapat diperhitungkan pula dengan menggunakan rumus lain atau juga dengan data lain seperti contoh NSPT dan sondir.
2. Untuk lebih detail dapat dipergunakan program analisa SAP untuk menghitung gaya yang disalurkan dari pilar atau kolom ke masing-masing tiang pondasi.
3. Pada perancangan abutment dapat pula dipergunakan tiang pancang selain bored pile sebagai pondasi tiang.

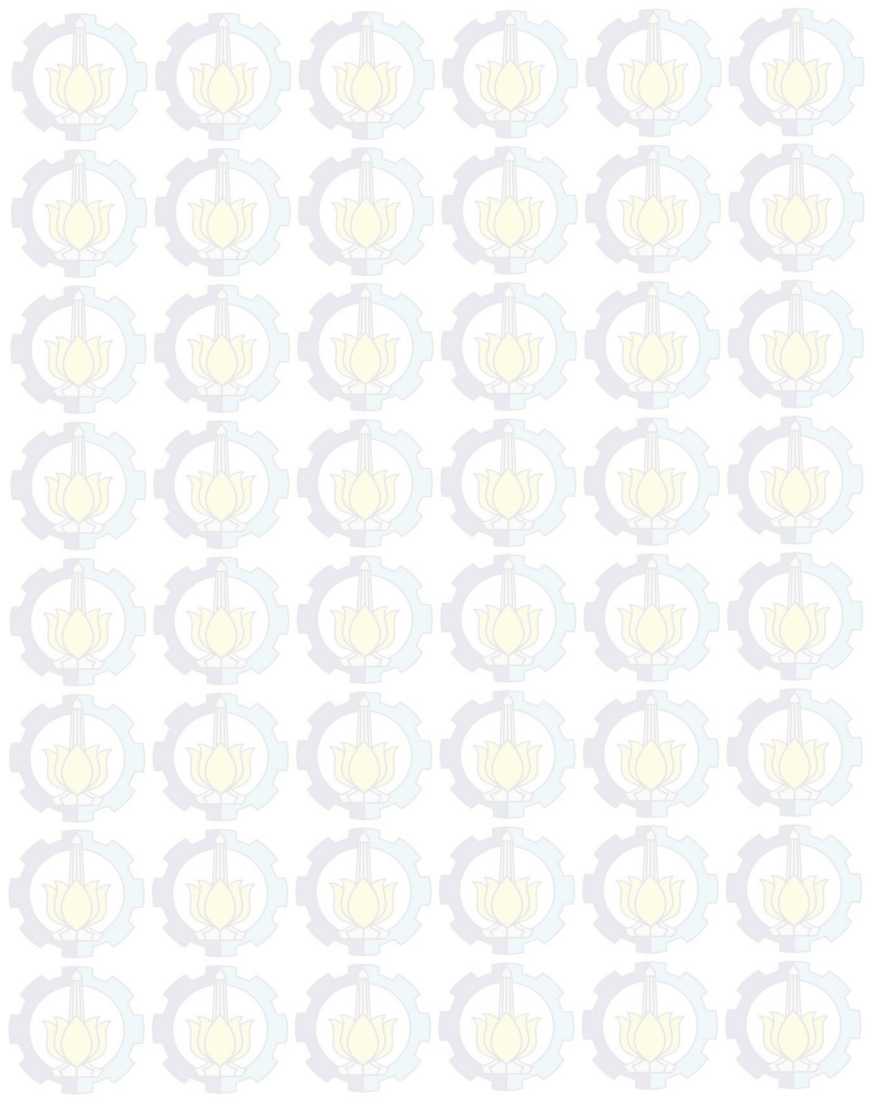
“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E. 1983. Analisa dan Desain Pondasi Jilid I. Jakarta: Erlangga.
- Bowles, J.E. 1983. Analisa dan Desain Pondasi Jilid II. Jakarta: Erlangga.
- Cahyo A, Hanggoro Tri Cahyo. 2006. “Handout Rekayasa Pondasi 2”. Semarang: Jurusan Teknik Sipil-FT Universitas Negeri Semarang.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II. Jakarta: Erlangga.
- Rekayasa Pondasi I (Konstruksi Penahan Tanah), Penerbit Gunadarma.
- Rekayasa Fundasi II (Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam), Penerbit Gunadarma.
- Untung, Djoko. 2012. Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Wahjudi, Herman. 1999. “Daya Dukung Pondasi Dalam”. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”



Project PEMB. JALAN TOL SEMARANG-SOLO (STA 5+640 AS)
Standard ASTM

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

JEM BATAN EKSISTING
DAN CABLE STAYED

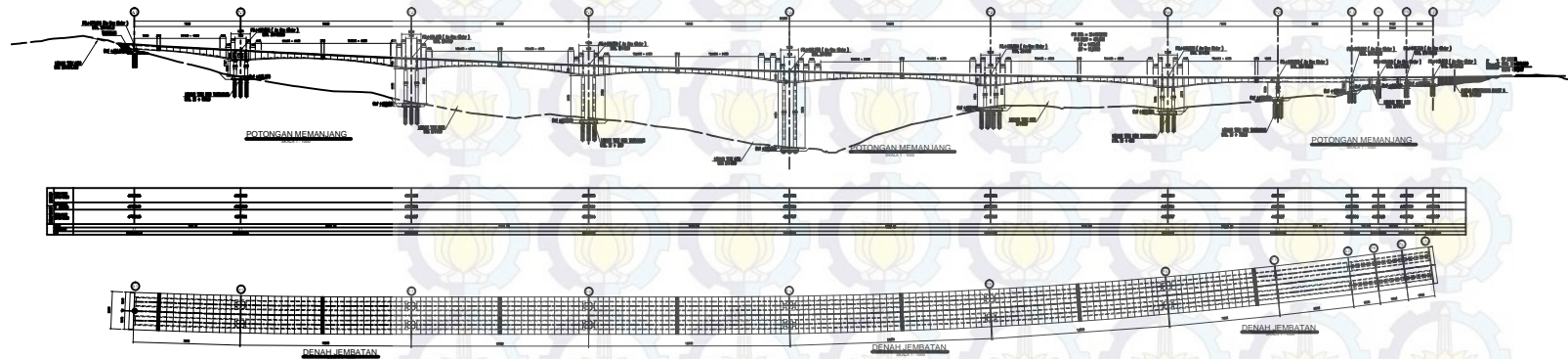
NOMOR
LEMBAR

1

JUMLAH
LEMBAR

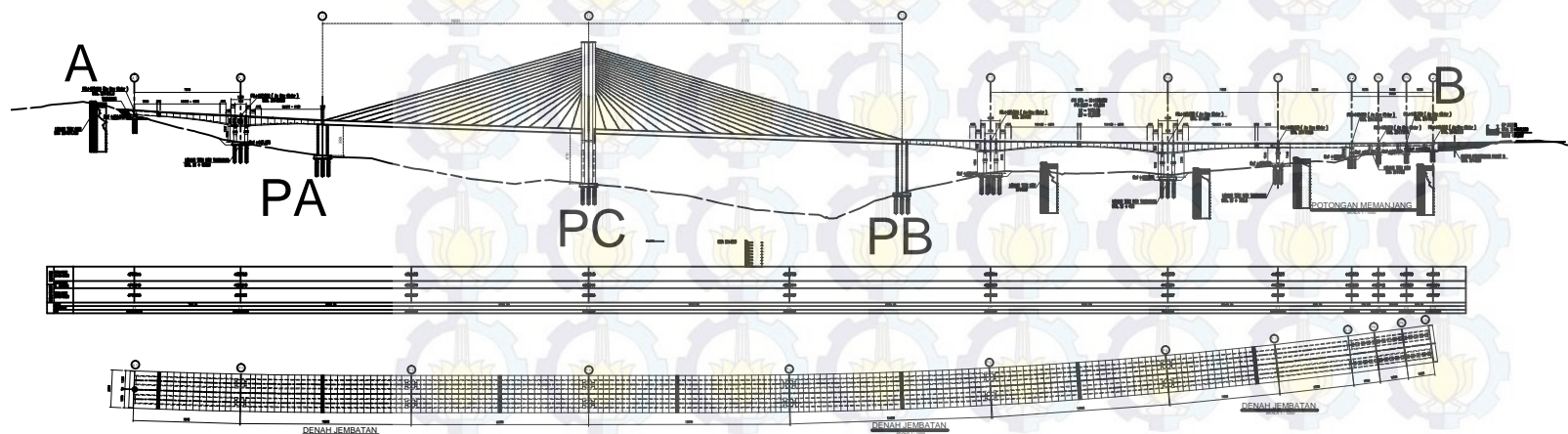
SKALA

1:5000



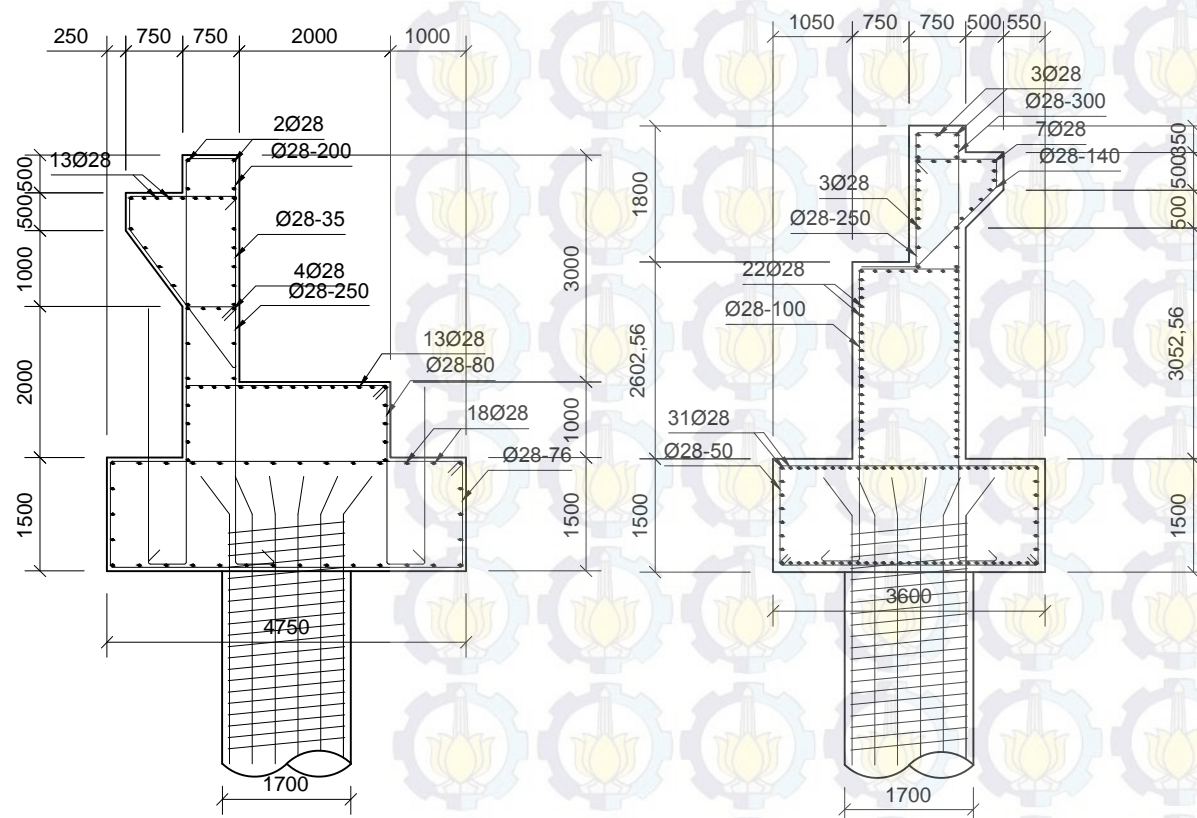
Potongan Memanjang Jembatan Eksisting

Skala 1: 5000



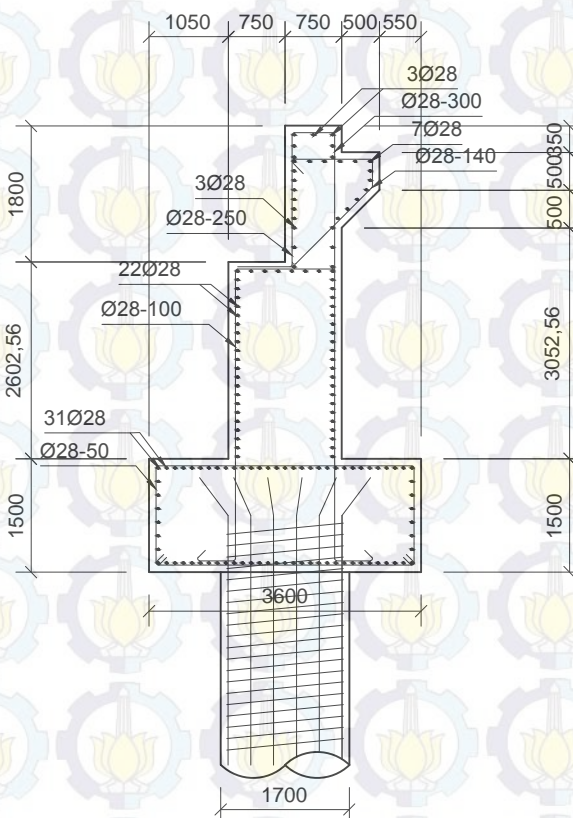
Potongan Memanjang Jembatan Cable Stayed

Skala 1: 5000



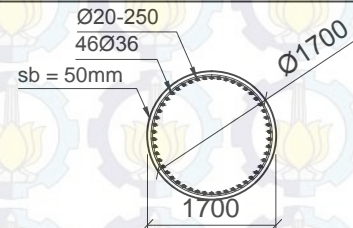
PENULANGAN ABUTMENT A

Skala 1:100



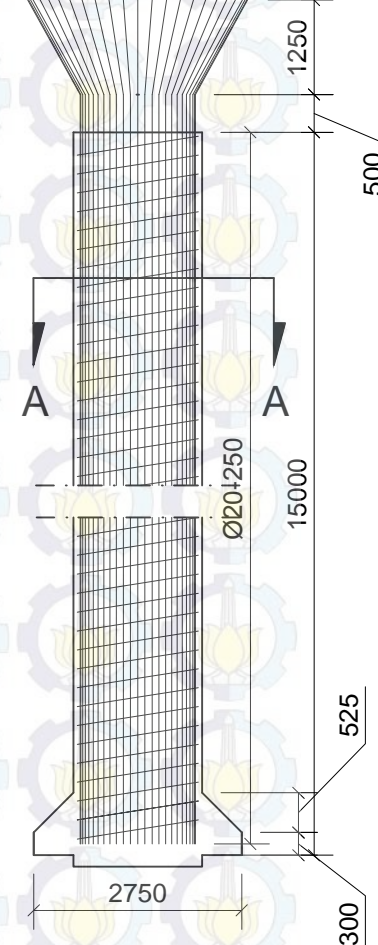
PENULANGAN ABUTMENT B

Skala 1:100



POT. A-A

Skala 1:100



PENULANGAN B. PILE ABUTMENT A & B

Skala 1:100



PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

**PENULANGAN
ABUTMENT & BORED PILE**

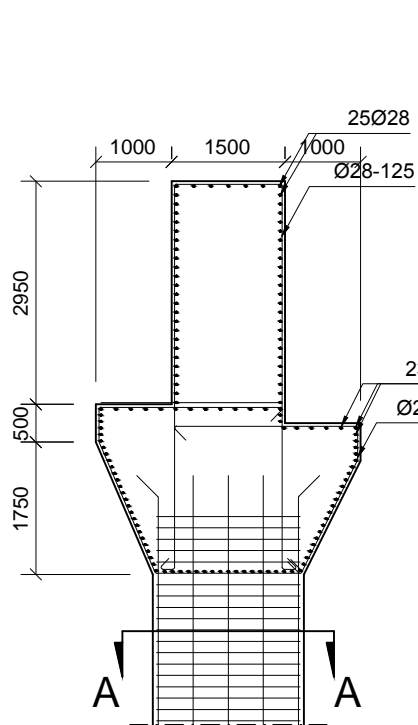
NOMOR
LEMBAR

4

JUMLAH
LEMBAR

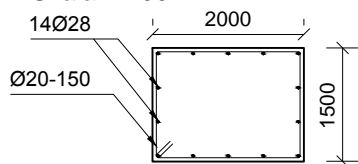
SKALA

1:100



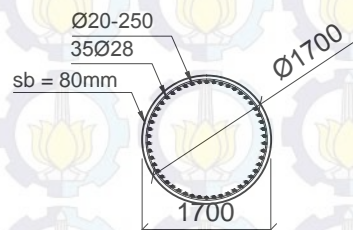
PENULANGAN PILAR

Skala 1:100



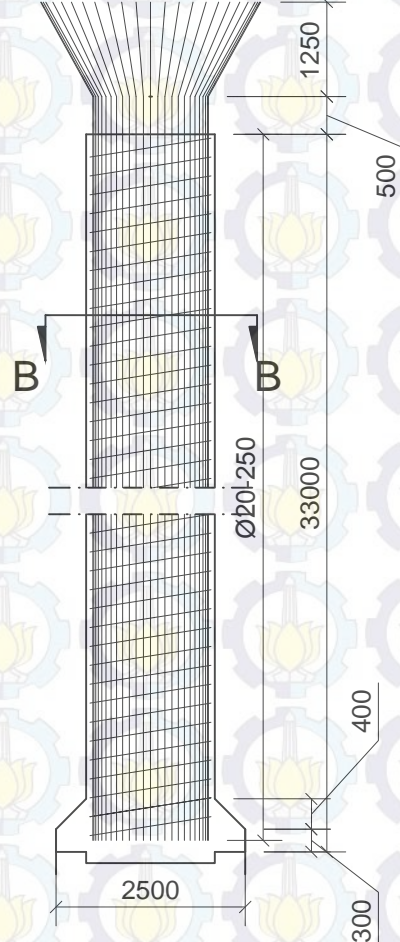
POTONGAN A-A

Skala 1:100



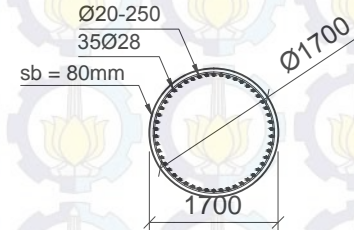
POT. B-B

Skala 1:100



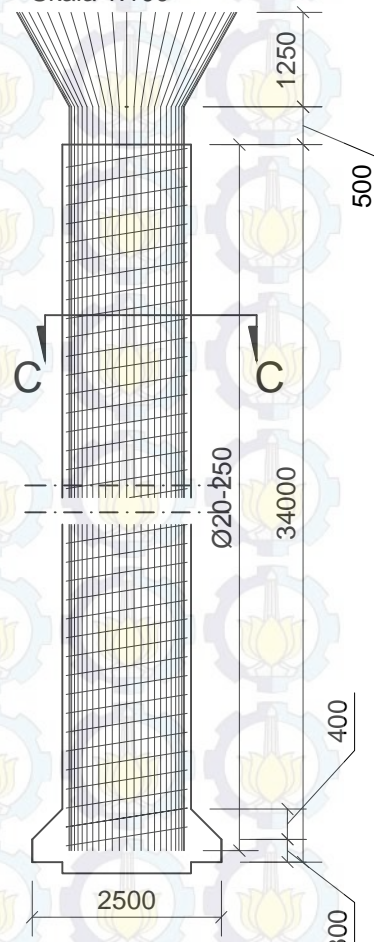
PENULANGAN B. PILE PILAR A

Skala 1:100



POT. C-C

Skala 1:100



PENULANGAN B. PILE PILAR B

Skala 1:100



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILAR
& BORED PILE

NOMOR
LEMBAR

10

JUMLAH
LEMBAR

SKALA

1:100

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILE
CAP PILAR A

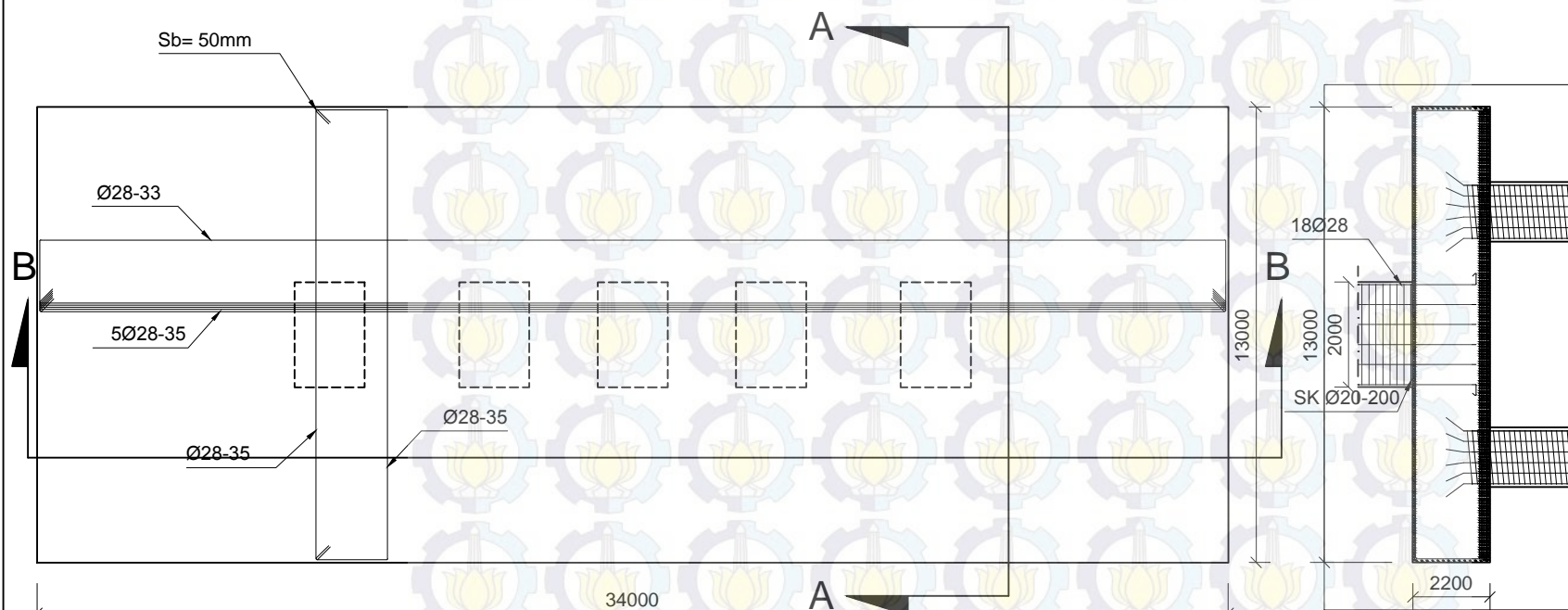
NOMOR
LEMBAR

8

JUMLAH
LEMBAR

SKALA

1:200

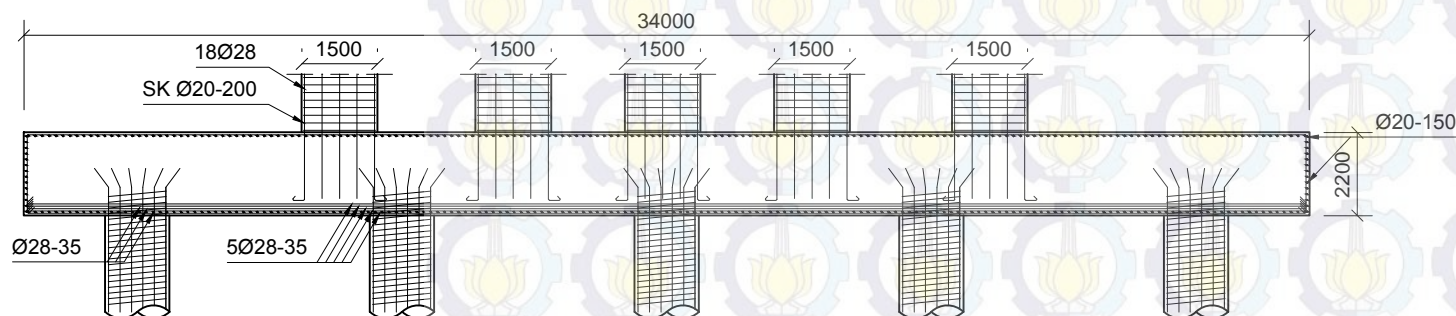


PENULANGAN PILE CAP PILAR A

Skala 1:200

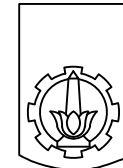
POTONGAN A-A

Skala 1:200



POTONGAN B-B

Skala 1:200



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP
PILAR A

NOMOR
LEMBAR

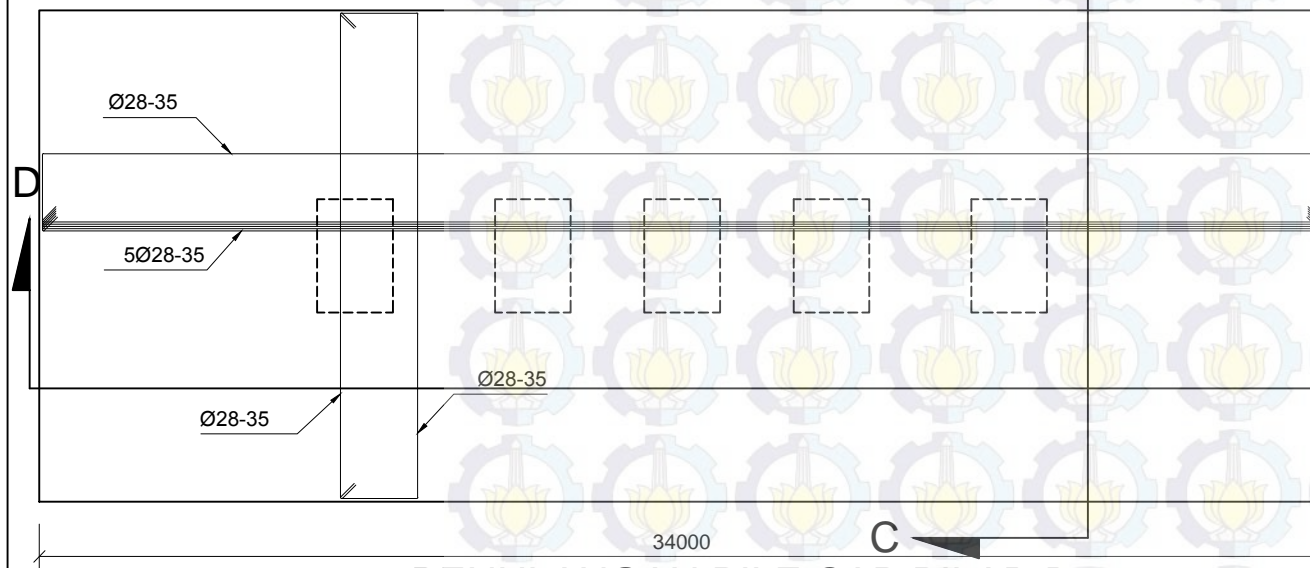
9

JUMLAH
LEMBAR

SKALA

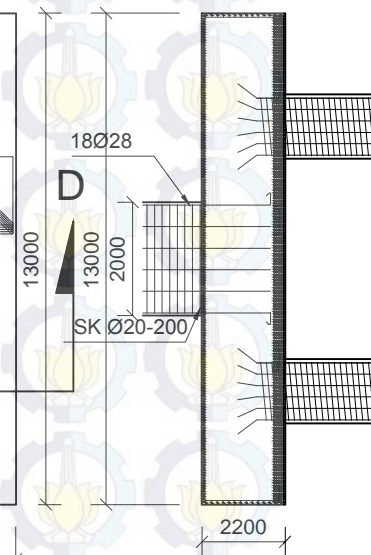
1:200

C



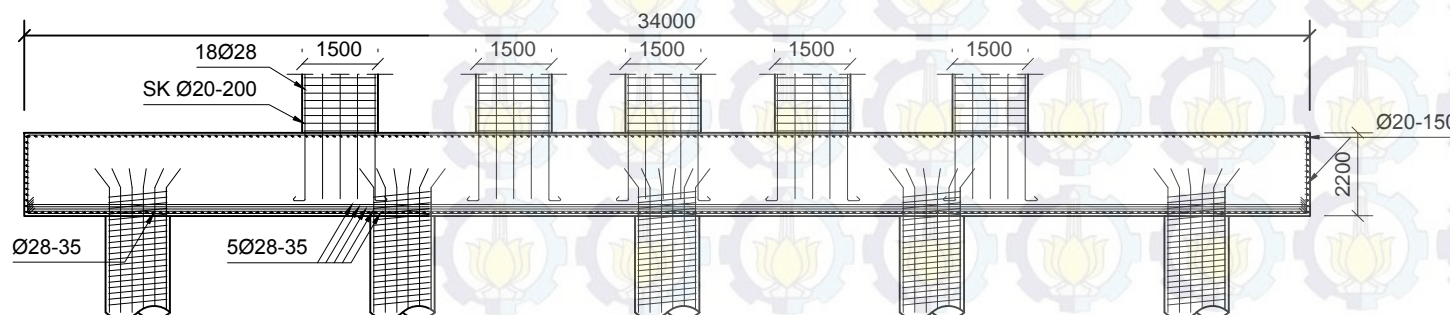
PENULANGAN PILE CAP PILAR B

Skala 1:200



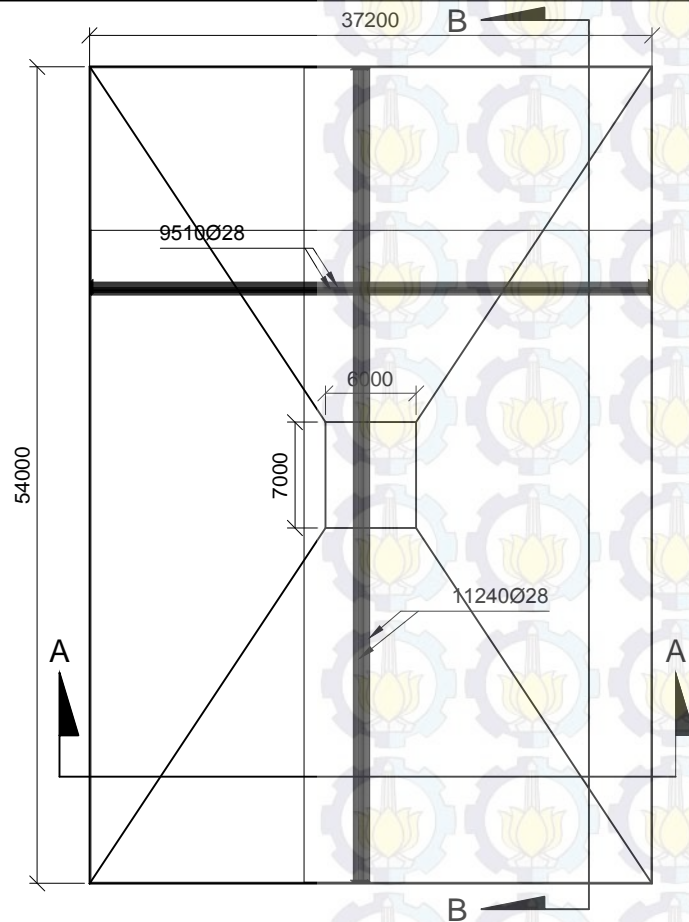
POTONGAN C-C

Skala 1:200



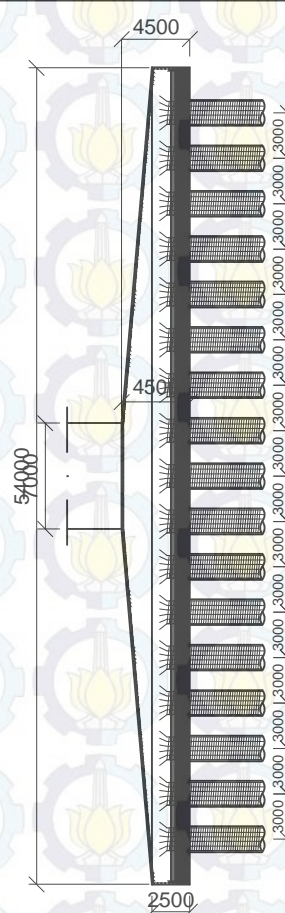
POTONGAN D-D

Skala 1:200



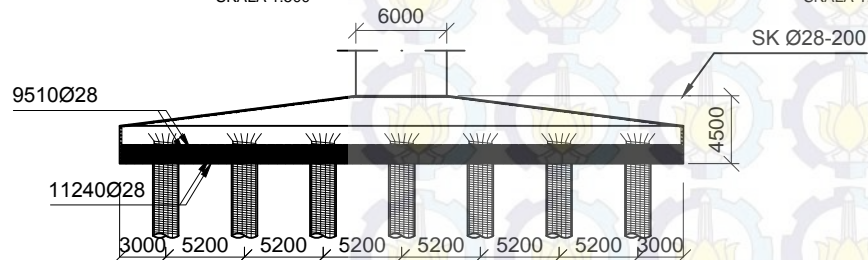
PENULANGAN PILAR C

SKALA 1:500



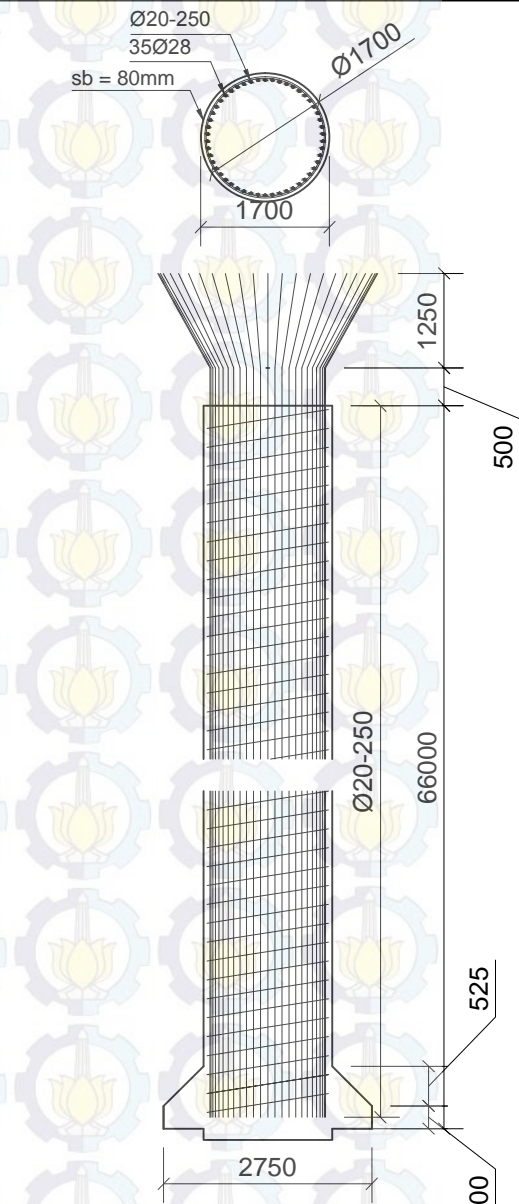
POTONGAN B-B

SKALA 1:500



POTONGAN A-A

SKALA 1:500



Diameter Bored Pile dan Penulangan Bored Pile Pilar A

Skala 1:100



PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP C
& BORED PILE

NOMOR
LEMBAR

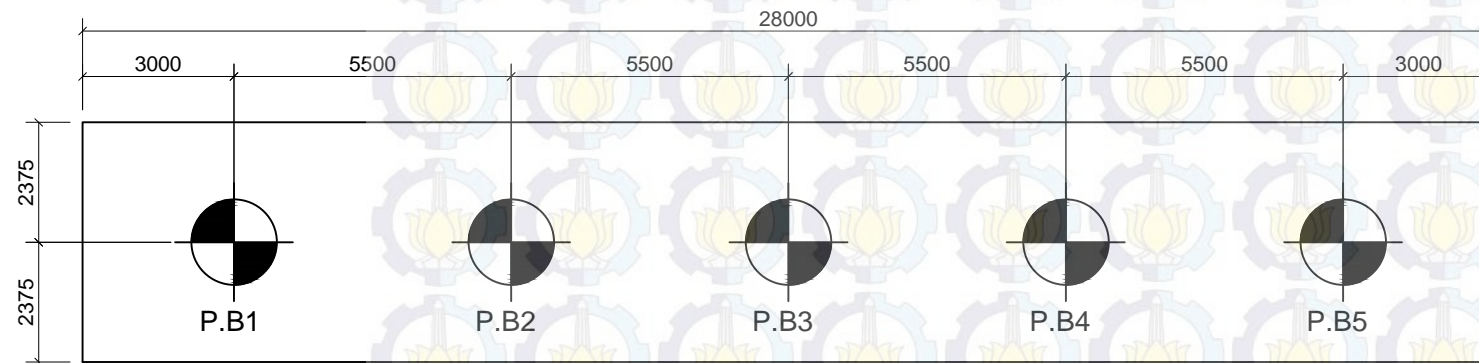
12

JUMLAH
LEMBAR

SKALA

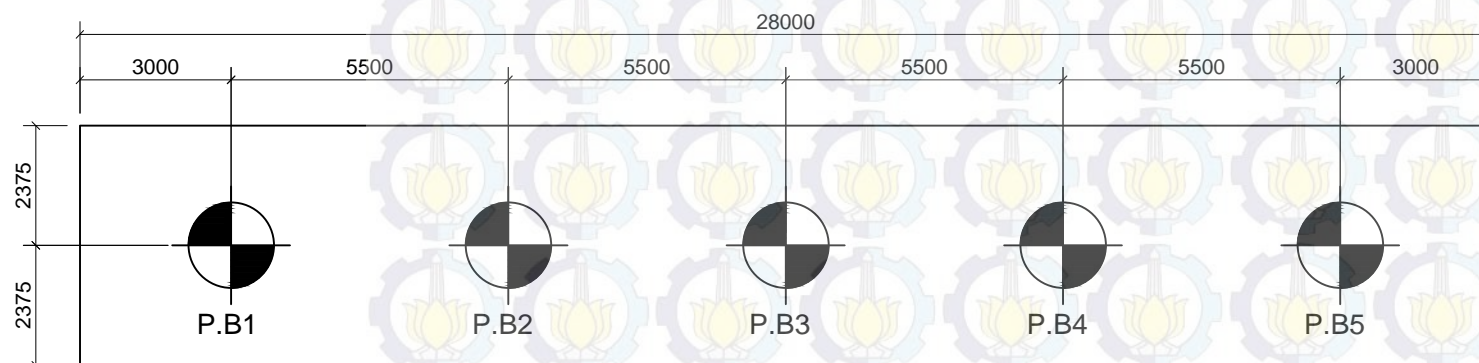
1:500

1:100



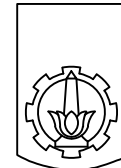
TITIK PEMASANGAN PONDASI TIANG BOR ABUTMENT A

Skala 1:150



TITIK PEMASANGAN PONDASI TIANG BOR ABUTMENT B

Skala 1:150



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PONDASI ABUTMENT
A & B

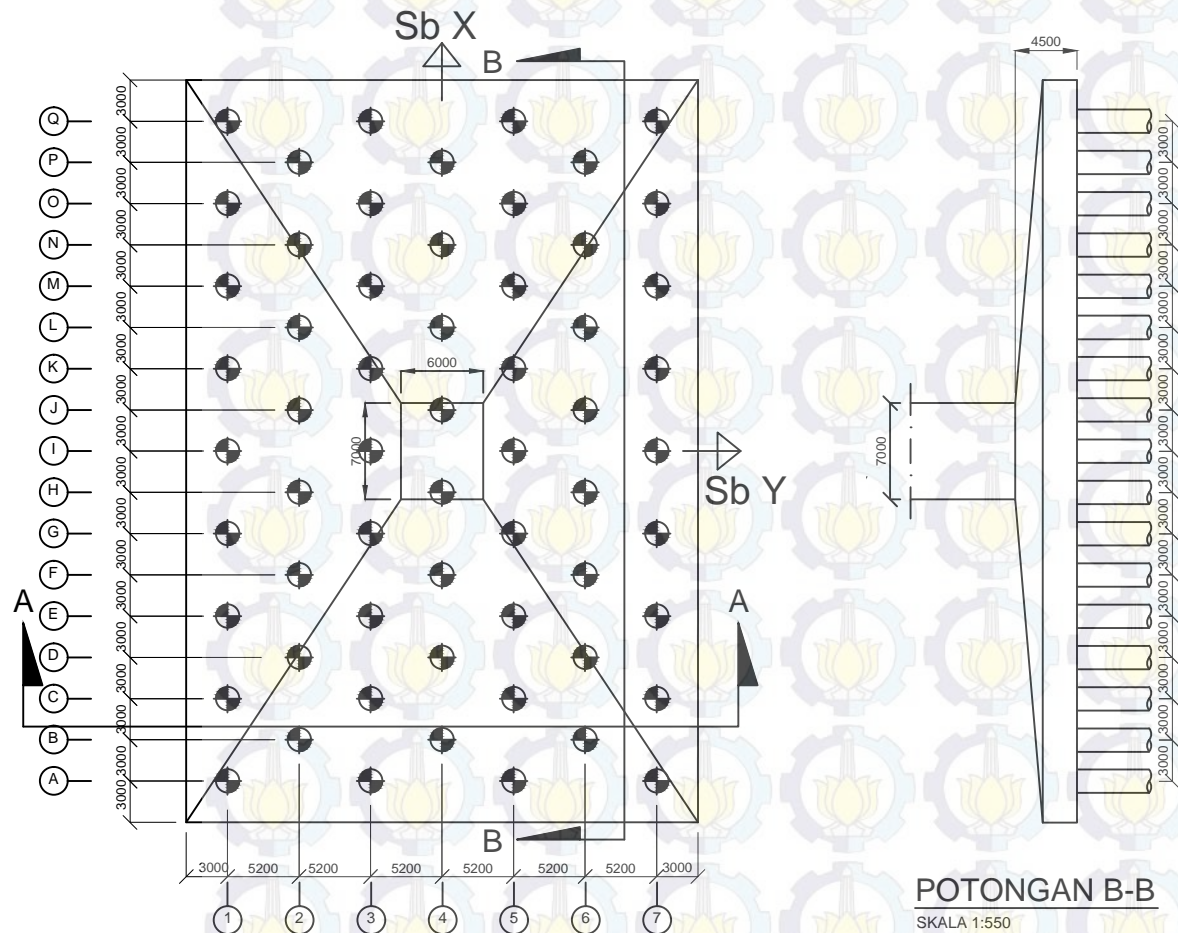
NOMOR
LEMBAR

3

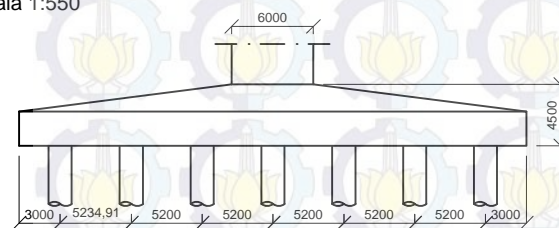
JUMLAH
LEMBAR

SKALA

1:150



TAMPAK ATAS PONDASI PILAR C
Skala 1:550



POTONGAN A-A
Skala 1:550



PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PONDASI PILAR C

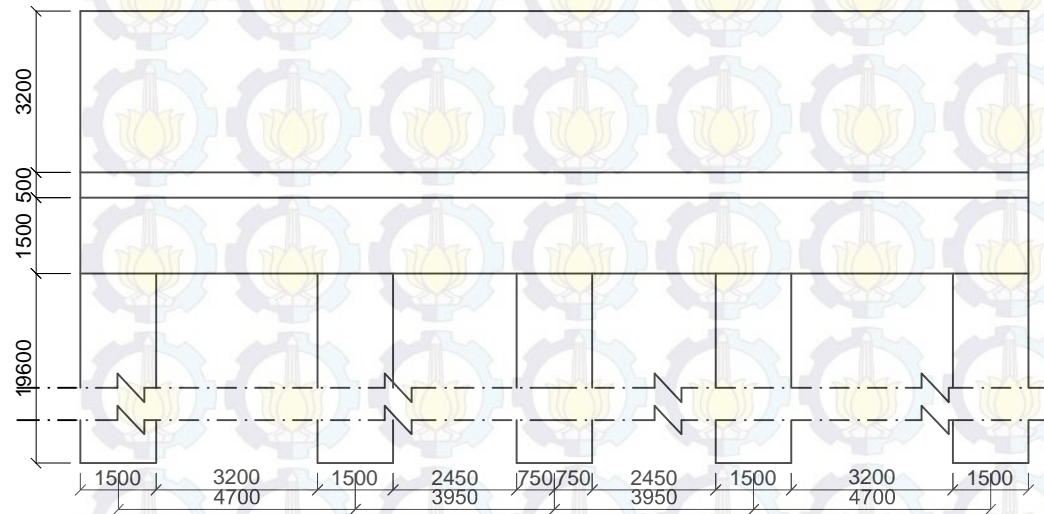
NOMOR
LEMBAR

11

JUMLAH
LEMBAR

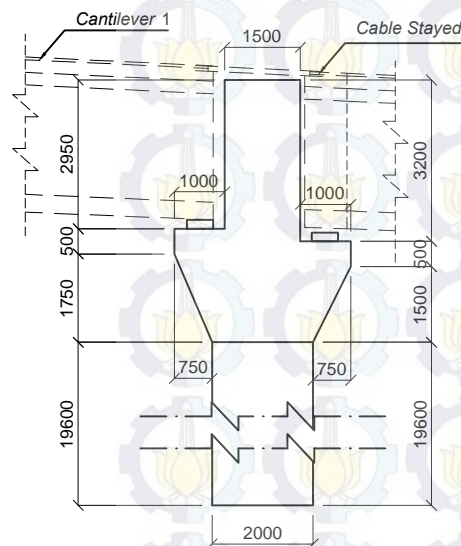
SKALA

1:550



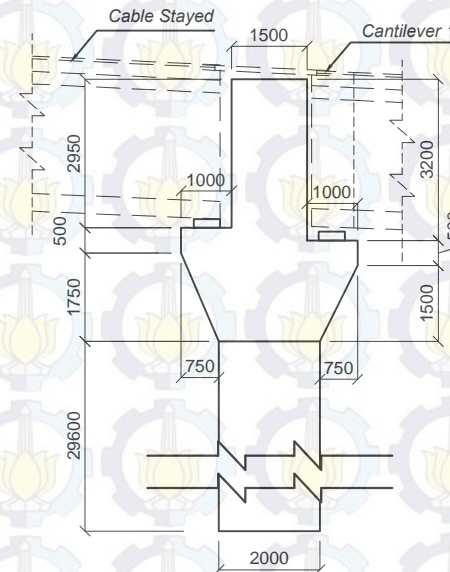
TAMPAK DEPAN PILAR A & B

Skala 1:150



TAMPAK SAMPING PILAR A

Skala 1:150



TAMPAK SAMPING PILAR B

Skala 1:150



PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN DAN
SAMPING
PILAR A DAN B

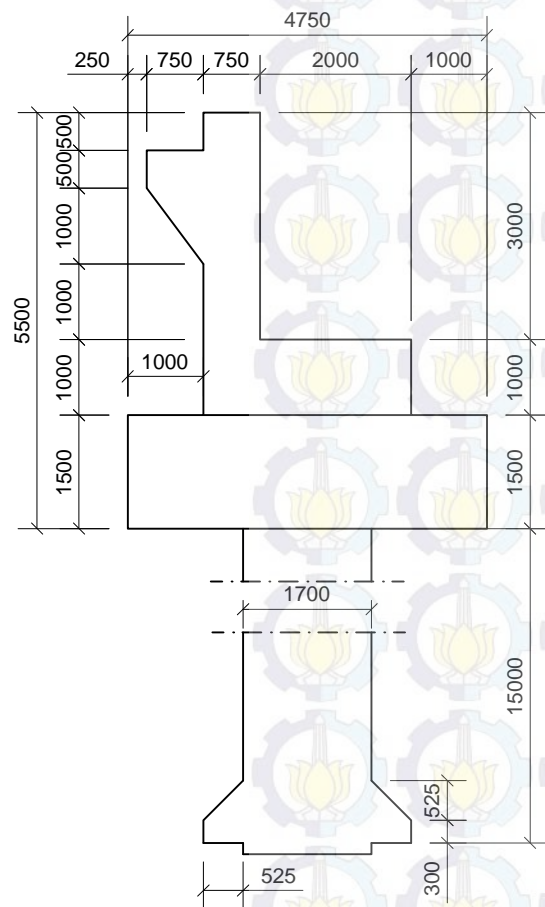
NOMOR
LEMBAR

5

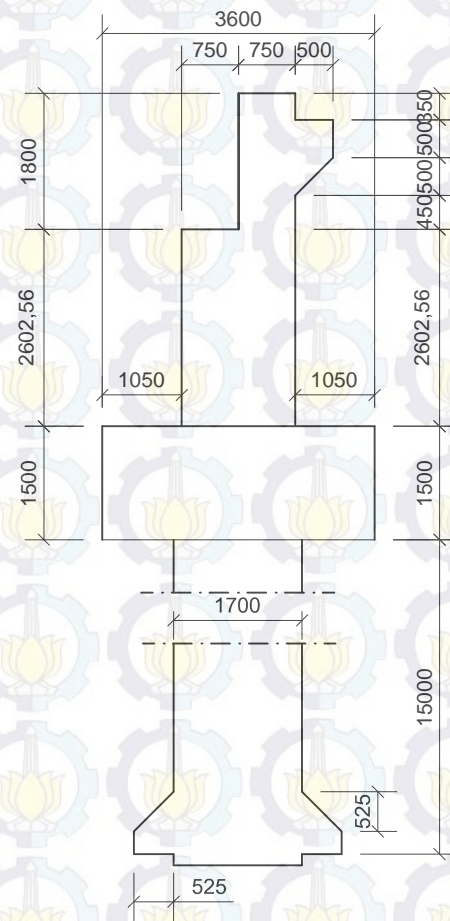
JUMLAH
LEMBAR

SKALA


1:150

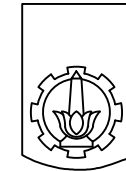


TAMPAK SAMPING ABUTMENT A
Skala 1:100



TAMPAK SAMPING ABUTMENT B
Skala 1:100

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	
PROGRAM S-1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	
TUGAS AKHIR	
Perencanaan Abutmen dan Pondasi Pilar Jembatan Cable Stayed di Lemah Ireng, Semarang	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Djoko Untung Ir. Suwarno, M Eng	
MAHASISWA	
Ahmad Haidzir 3112.105.044	
JUDUL GAMBAR	
TAMPAK SAMPING ABUTMENT A & B	
NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
2	
SKALA	
1:100	



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PONDASI PILAR A

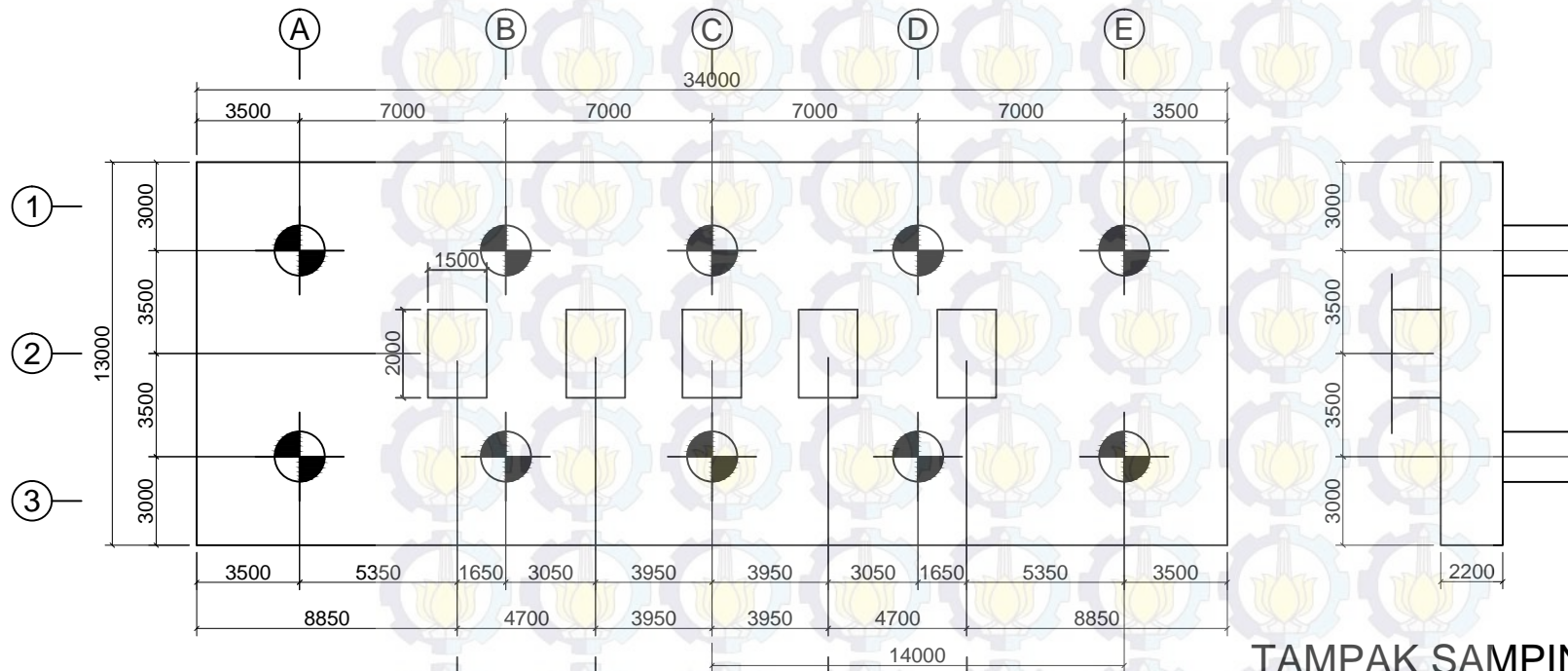
NOMOR
LEMBAR

6

JUMLAH
LEMBAR

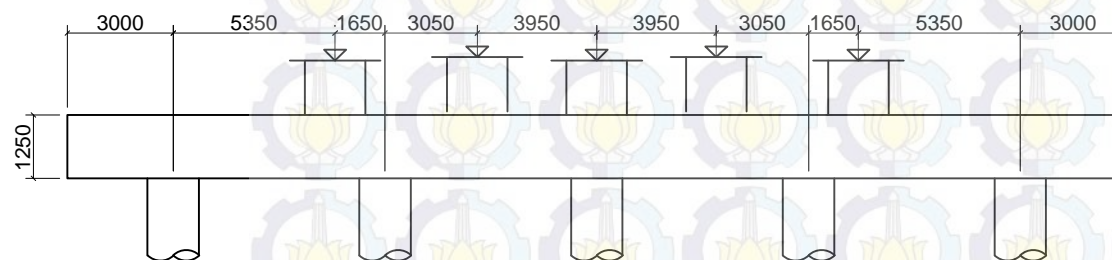
SKALA

1:250



TAMPAK ATAS PONDASI PILAR A

Skala 1:250

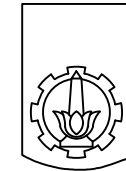


TAMPAK DEPAN PONDASI PILAR A

Skala 1:250

TAMPAK SAMPING PONDASI PILAR A

Skala 1:250



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROGRAM S-1
LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

Perencanaan Abutmen dan
Pondasi Pilar Jembatan Cable
Stayed di Lemah Ireng,
Semarang

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Djoko Untung
Ir. Suwarno, M Eng

MAHASISWA

Ahmad Haidzir
3112.105.044

JUDUL GAMBAR

PONDASI PILAR B

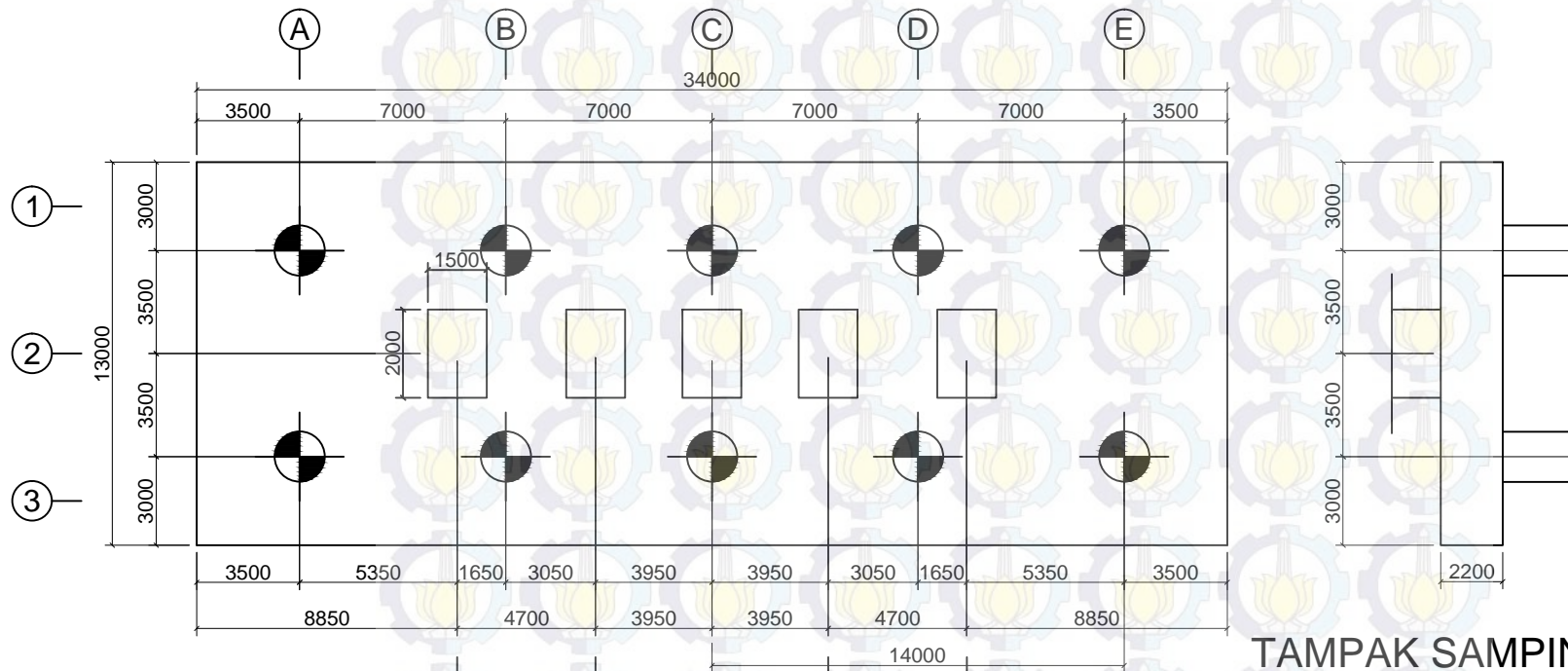
NOMOR
LEMBAR

7

JUMLAH
LEMBAR

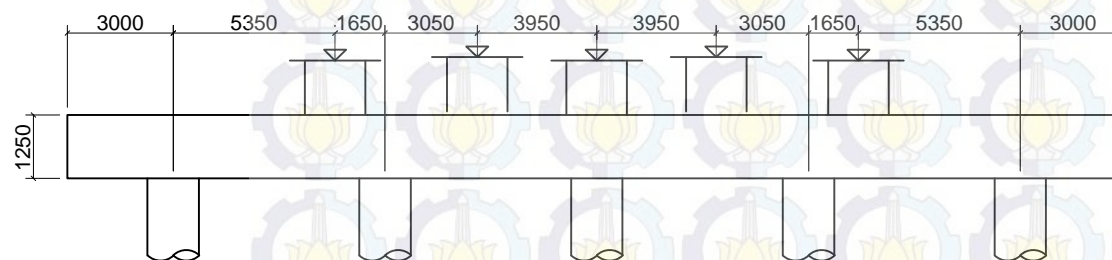
SKALA

1:250



TAMPAK ATAS PONDASI PILAR B

Skala 1:250



TAMPAK DEPAN PONDASI PILAR B

Skala 1:250

TAMPAK SAMPING PONDASI PILAR B

Skala 1:250